



TITLE:

アルカリシリカ反応を生じた道路
橋コンクリート橋脚の維持管理手
法に関する研究(Dissertation_全文
)

AUTHOR(S):

松本, 茂

CITATION:

松本, 茂. アルカリシリカ反応を生じた道路橋コンクリート橋脚の維持
管理手法に関する研究. 京都大学, 2014, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2014-09-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r12858>

RIGHT:

アルカリシリカ反応を生じた道路橋コンクリート橋脚の 維持管理手法に関する研究

松 本 茂

アルカリシリカ反応を生じた道路橋コンクリート橋脚の維持管理手法に関する研究

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.1.1 コンクリート構造物の経年劣化と維持管理費用の増大	1
1.1.2 鉄筋破断をもたらしたアルカリシリカ反応	3
1.2 研究の目的	7
1.3 論文の構成	9
第2章 アルカリシリカ反応に関する既往の研究と対策	13
2.1 アルカリシリカ反応に関する既往の研究	13
2.1.1 アルカリシリカ反応のメカニズム	13
2.1.2 アルカリシリカ反応を生じた構造物における鉄筋破断のメカニズム	16
2.1.3 アルカリシリカ反応によるコンクリート構造物の劣化と性能低下	17
2.2 アルカリシリカ反応に関する対策	23
2.2.1 建設段階における対策	23
2.2.2 維持管理段階における対策	26
2.2.3 アルカリシリカ反応を生じた構造物の維持管理方法	32
2.3 まとめ	33
第3章 アルカリシリカ反応による道路橋橋脚の劣化と対策の効果	38
3.1 阪神高速道路における劣化の概要	38
3.1.1 これまでの維持管理の概要	38
3.1.2 ASR橋脚のマクロ分析	42
3.2 点検項目と劣化の関係	47
3.2.1 逆L型RC橋脚の例	47
3.2.2 T型PC梁橋脚の例	54
3.2.3 T型RC橋脚の例	59
3.2.4 点検項目と劣化の関係	63
3.3 まとめ	66
第4章 表面保護工法によるアルカリシリカ反応の膨張抑制効果	68
4.1 小型供試体による膨張抑制効果の評価	68
4.1.1 実験方法	68

4.1.2	実験結果と考察	70
4.2	大型供試体による膨張抑制効果の評価	72
4.2.1	実験方法	72
4.2.2	実験結果と考察	77
4.3	実構造物における表面保護工法の膨張抑制効果に関する考察	91
4.4	まとめ	95
第5章 示差熱分析を用いたシラン系表面含浸材の含浸性状に関する評価		97
5.1	示差熱分析を用いた含浸量評価に関する検討	97
5.1.1	示差熱分析	97
5.1.2	実験方法	102
5.1.3	実験結果と考察	103
5.2	含浸性状評価と膨張抑制効果の検討	110
5.2.1	実験方法	110
5.2.2	実験結果と考察	112
5.3	まとめ	115
第6章 アルカリシリカ反応を生じた道路橋橋脚における維持管理のシナリオ デザイン		116
6.1	鉄筋破断をさせない維持管理シナリオ	116
6.2	急激な膨張への対応シナリオ	116
6.3	構造物毎の維持管理シナリオ	117
6.4	表面保護工法に求めるもの	118
6.5	建設へのフィードバック	119
6.6	インハウスエンジニアの重要性	120
第7章 結論		121
7.1	本研究で得られた結論	121
7.2	課題と展望	125
謝辞		126

第1章 序論

1.1 研究の背景

1.1.1 コンクリート構造物の経年劣化と維持管理費用の増大

現代の社会資本は、多くがコンクリート構造物によって構成されている。しかし、その中心となる鉄筋コンクリートの歴史は決して古いものではない。セメントそのものの起源は古代ローマ時代、あるいは、それより古いともされている¹⁾が、鉄筋コンクリートは1850年にフランス人ランボーが作成したボートをその誕生とする²⁾ならば、160年余の歴史である。

我が国では1875年に明治政府直営のポルトランドセメント工場が建設されたが、使途としては目地材や無筋コンクリートが中心であり、本格的な鉄筋コンクリート構造物（以下、「RC構造物」と言う）の誕生は、1903年に竣工した琵琶湖疎水日ノ岡11号橋が最初であった³⁾とされている。これに従えば、我が国におけるRC構造物の歴史は110年余であり、その歴史は構造物に要求される供用期間に比べて十分に長いとは言えない。また、かつては「コンクリート構造物はメンテナンスフリー」と言われたように、この間の技術発展は主に建設に関するものが中心であった。耐久性や維持管理が着目され始めたのは1970年代から⁴⁾であり、コンクリート標準示方書に維持管理編が追加されたのは2001年である。

図1.1.1に輸入を除く国内のセメント消費量の推移を示す。セメントの消費は、戦後の復興期から高度経済成長期にかけて大きく伸びた事がわかる。その後、オイルショック等による減少を経て1991年にピークを迎えた後は減少傾向に転じ、2009年にはピーク時の半分程度にまで減少した。20世紀は、前半にコンクリート構造物の技術が芽生え、後半は高度経済成長を背景にコンクリート構造物が大量に造られた時代であったと言えよう。

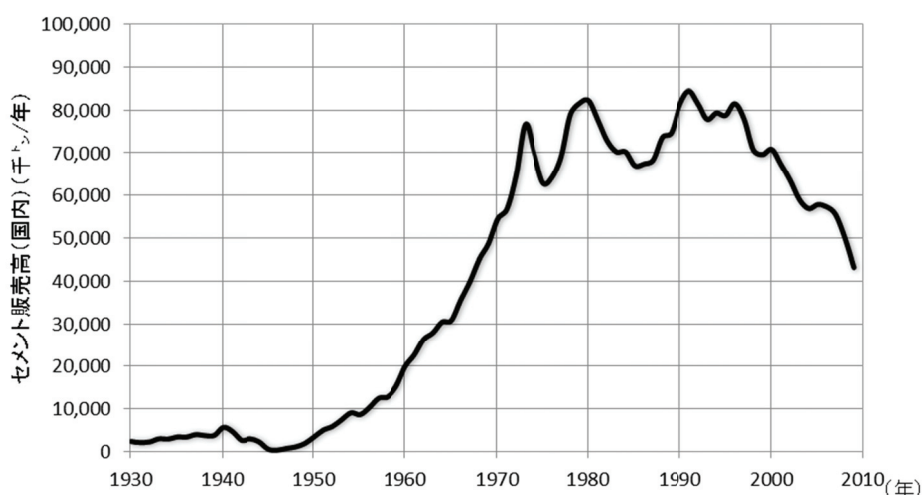


図1.1.1 セメント販売高（国内）の推移⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾

このように、コンクリート構造物の劣化に関する技術的蓄積が十分でない段階で多くの構造物が世に送り出された結果、その維持管理を如何にして効率的に行うかが今日の社会的課題となっている。本研究の対象とするアルカリシリカ反応も、建設当初は想定してい

なかった劣化現象が供用後に生じたものである。1984年以降、建設においては種々の対応策が講じられるようになったが、図1.1.1に示すようにこの時期は既にセメント消費量のピークに達した次期であり、無対策で建設されたコンクリート構造物が相当数あると考えられる。

我が国では高度経済成長期に集中的に建設された社会資本の一斉かつ急速な老朽化が懸念されている。図1.1.2に橋長2m以上の橋梁の建設年度別施設数を示す。約40年前の1970年代をピークとした分布となっており、橋梁の高齢化が進んでいることがわかる。

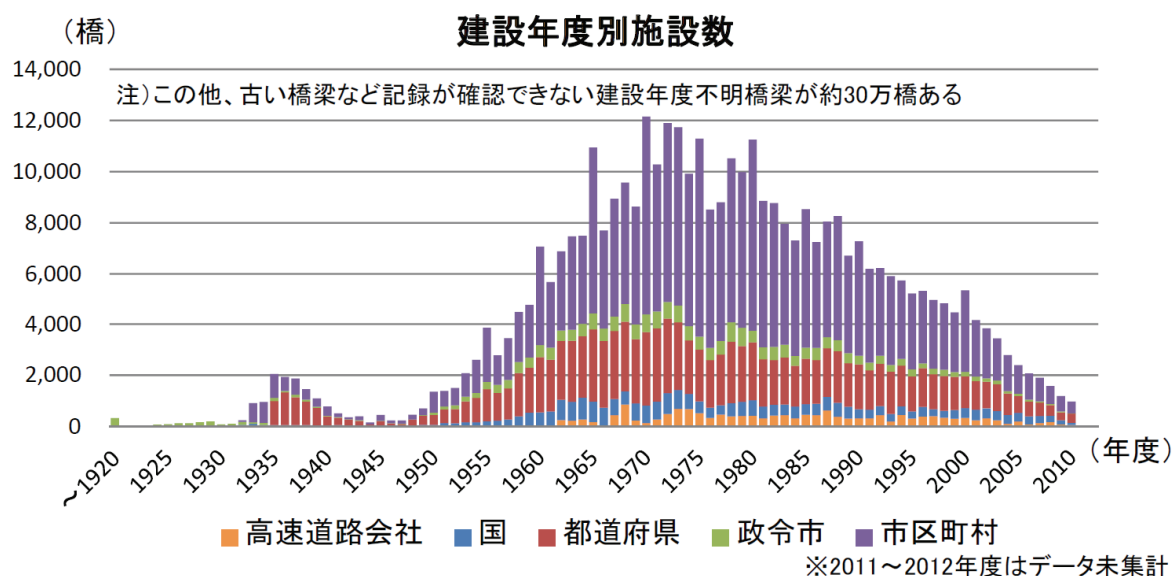


図1.1.2 建設年度別施設数¹³⁾

図1.1.3に、50年以上経過した鉄道を除く代表的な社会資本の割合を示す。橋長2m以上の道路橋では2012年3月現在で約16%であるのに対し、20年後には4倍弱の65%に達するとされている。社会資本の高齢化に伴って維持管理・更新費用も増加するため、道路、治水、下水道、港湾など10分野（高速道路や上水道などを除く）の2013年度の維持管理・更新費が約3.6兆円であるのに対して、10年後には約4.3～5.1兆円、20年後には約4.6～5.5兆円になるとの推計も示されている¹⁴⁾。その一方で、人口減少・少子高齢化による投資力の低下は避けることはできず、社会資本の適切な維持管理・更新の実現は国としての最重要課題の一つとされている。

	道路橋 (橋長2m以上)	トンネル	河川管理施設 (国管理の水門等)	港湾岸壁 (水深-4.5m以深)
2012年3月	16%	18%	24%	7%
2022年3月	40%	31%	40%	29%
2032年3月	65%	47%	62%	56%

図1.1.3 50年以上経過した代表的な社会資本の割合¹⁵⁾

2007年から翌年にかけて開催された「道路橋の予防保全に向けた有識者会議」では、高度経済成長期に建設された多くの橋梁の急速な高齢化に関し、落橋等の事故等を未然に防止する観点から早期対策の重要性などが議論された。この会議では、市区町村の約83%が定期点検を実施しておらず、その理由としては、技術力不足(約65%)、技術者不足(約50%)と並び、約62%が財政的な問題である(複数回答可)¹⁶⁾ことが明らかにされている。国や高速道路会社などでは組織的な対応によって対策がとられている一方で、地方においては十分な対応がとられていない状況が窺える。市区町村が管理する橋梁は全体の68%を占めているが、ヒアリングの結果、その約7割が中長期的に必要な維持管理・更新の費用を把握しておらず、その理由として、費用の把握、推計を行うために必要なデータの蓄積が不足しているとの回答が最も多かった¹⁷⁾とされている。2013年4月現在、通行止め規制が実施されている橋梁は全国に232橋あるが直近5年間で1.9倍の伸びとなっており、その全てが地方自治体の管理する橋梁である¹⁸⁾。このような背景から、2013年に改正された道路法では国土交通大臣が地方公共団体に代わって一定の修繕等を行うことができる支援制度が創設された。また、政令で定める技術的基準に点検に関する基準を含めることが盛り込まれた。2007年度に始まった道路橋の長寿命化修繕計画策定事業費補助制度の広がりによって市区町村の点検実施率は前述の状況が大きく改善され、2013年5月現在で95%に達する¹⁹⁾など地方公共団体の管理する道路橋の実態が明らかとなってきた。しかし、不明な点も多く実態把握や各種分析を可能とするデータの蓄積が望まれている²⁰⁾との指摘もある。今後の詳細な点検や分析によっては、アルカリシリカ反応を生じ、維持管理上特段の配慮を要する構造物の総数が増加する可能性もあると考えられる。

2013年12月から翌年にかけて、高速道路各会社から大規模更新に関する計画が発表された。ライフサイクルコスト等の観点から、一部の構造物では現状の維持管理の継続よりも更新の方が合理的であるとの判断に基づくものである。しかし、この判断は維持管理の重要性をいささかも低下させるものではない。既存構造物のより合理的な維持管理が可能となればコスト削減につながるだけでなく更新が不要となる場合も想定され、資源やエネルギーの節約につながる可能性が高い。また、更新の適否の判断に必要なライフサイクルコストの算定に当たっては適切な劣化予測が必要であり、そのためには維持管理技術の向上が不可欠となる。都市部における更新は長期間の通行止めや迂回が不可避であり、社会的な損失も伴う。補修、補強、アップグレードなど維持管理技術の向上によるコストの縮減が、社会資本の維持管理の合理化、効率化につながることは明白である。

1.1.2 鉄筋破断をもたらしたアルカリシリカ反応

前述のごとく技術的に必ずしも十分な実績を有するとは言い難いコンクリート構造物が大量かつ短期間に社会に供給された理由としては、工学上の数々の特長とともに高い経済的合理性を有していたことが挙げられる。その理由の一つとして、地産地消を原則として用いられた骨材が挙げられる。コンクリート構造物を、セメント、骨材、水などを混練して製造される工業製品であると捉えるならば、高度な品質管理の下で製造されるセメントを用いる一方で、天然資源で多種多様な性質を持つ骨材を使用し、気温などの変化が大き

い屋外環境下で製造する場合が多い地域密着型の工業製品であるとも言える。このため、品質には大きなばらつきが生じる場合がある。

コンクリート構造物に生じた異常なひび割れがアルカリと反応性骨材との化学反応、アルカリシリカ反応によって引き起こされていることを最初に指摘したのは、1940年のStantonら²¹⁾の論文であったとされている。日本では9年後の1949年から翌年にかけて、藤井²²⁾²³⁾²⁴⁾²⁵⁾が計40ページを割いて「セメント骨材反応に因るコンクリートの過度膨張異変に就いて」と題してアメリカでの事例に関する詳細な報告や日本における発生の可能性について発表している。翌1951年、近藤、北川²⁶⁾の論文によって、橋梁における劣化が報告された。これが、日本におけるアルカリシリカ反応による初めての劣化事例とされている。当該論文では、山形県の2つの橋梁に関する劣化事例と、論文に記載された骨材の産地から関西地方の可能性が考えられる防波堤の劣化事例、そして、1950年度に文部省総合科学研究として実施された「各地方骨材に関する基本的研究」の結果が報告されている。2つの橋梁は、それぞれ、1929年および1933年に建設された橋梁であり、いずれもRC床版部での劣化が報じられている。一方の橋梁は0.8m×1mの大きな穴が生じたとされており、建設後20年が経過していたとは言え、この時代に、既にこのような損傷が発生していたことは興味深い。また、防波堤の劣化事例はさらに興味深い。当該防波堤は1927年に建設された防波堤ケーソン群で、火山灰を使用した中詰コンクリートが膨張したとされており、「ケーソンの鉄筋が膨張で切断されている」との記述がある。膨張による鉄筋の破断がこの時点で報告されている事は特筆に値する。鉄筋の材質に関する記述は無いが、鉄筋コンクリート用棒鋼は1925年に制定された構造用圧延鋼材においてSSC39として規定されたのが始まりであり、これが使用されているとするならば現在のSR235にほぼ相当する²⁷⁾と考えられる。骨材の反応性試験については、近畿地方78、四国地方18、中国地方2、東北地方6、計104種類の骨材を対象にSc/Rc等によって判定し、さらに、5種類の骨材についてはモルタルバーによる膨張試験も実施している。その結果として、「日本ではアルカリ骨材反応を起す骨材はアメリカ程多くはない」が、前述の2橋のような損傷を生じる場合もあるので、「更に全国的なアルカリ骨材反応試験を行わねばならない」と結論づけている。

しかし、この結論とは逆に、当該論文によって我が国ではコンクリート構造物に損傷を与えるような骨材はほとんど無いという考えが一般に普及した²⁸⁾とされている。高度経済成長期に多くのコンクリート構造物が供給されたことは前述のとおりであるが、建設時における最初のアルカリシリカ反応対策が実施されたのは、それより30年以上後の1984年である。福島、二村²⁹⁾が、輝石安山岩砕石を用いたコンクリート構造物にアルカリシリカ反応による異常なひび割れが生じていることを1983年に報じるまでの間に公表された事例は、1965年の鳥取県皆生海岸産の骨材を用いた建物³⁰⁾以外ほとんど無いようである。対策実施前に建設されたコンクリート構造物の全てがアルカリシリカ反応を生じるものではないが、最初の劣化が報告されてから対策が実施されるまでに30年余の歳月を要したことはきわめて残念である。

1983年、塩害やアルカリシリカ反応によってコンクリート構造物が劣化する、いわゆるコンクリートの早期劣化問題が新聞、テレビ等のマスメディアで大きく報じられ、社会の関心を集めた。アルカリシリカ反応に関しては、1986年に衆議院商工委員会で議論されるとともに、1989年には衆議院議長宛の質問趣意書が提出された。阪神高速道路公団(当時)においても、1982年度から「反応性骨材コンクリート調査研究委員会」を設置し、14号松原線のRC橋脚で確認された大きなひび割れがアルカリシリカ反応によるものである事を確認するなど各種検討を開始していた³¹⁾。このような状況の下、一連の報道等が契機となって、アルカリシリカ反応に関する研究が国内で広範に行われるようになった。構造物の安全性能についても各種の実験が実施され、健全なものと比較して劣らないとの結論³²⁾が積み重ねられるに従い、社会的な関心が薄れ一部を除いて研究も下火となった。

2001年、コンクリート標準示方書[維持管理編]および制定資料が発刊され、アルカリシリカ反応を生じた構造物における鋼材破断の事例が示されて以降、鉄筋破断の事例³³⁾が報告され始めると共に、再びマスメディアで大きく取り上げられた。鉄筋コンクリート工学を修得した土木技術者の大多数は引張試験における鉄筋の延性を破断時の衝撃とともに脳裏に焼き付けているはずであり、コンクリートの膨張力によって鉄筋が降伏に至ったとしても、破断は起こり得ないと言うのが当時の一般的な見解であった。アルカリシリカ反応を生じたコンクリート構造物はコンクリート構造物の全体数からするとわずかであり、鉄筋破断が確認されている構造物はさらに少ない。しかし、鉄筋の破断はコンクリート構造物の安全性能の大幅な低下に繋がる可能性のある重大な事象であり、2003年には土木学会コンクリート委員会においても「アルカリ骨材反応対策小委員会」が設けられ精力的な検討が行われた。いくつかの構造物について鉄筋破断を前提とした安全性能の照査が行われた結果、安全性能の低下はあるが元来構造物が設計上有している安全率の範囲に収っており、評価時点では適切な維持管理の下で一定の安全率を有していることが確認された。しかし、それまでは一般的に問題が無いとされていた安全性能に対して大きな懸念が生じたと言う点で、アルカリシリカ反応を生じた構造物の維持管理の重要性を再認識させられた事象であった。

アルカリシリカ反応は1940年にStantonにより発見されたことは前述の通りであるが、その後、1957年にSwenson³⁴⁾によりアルカリとドロマイト質石灰石の反応によるアルカリ炭酸塩岩反応が報告された。さらに、1973年にはDuncan, Gillott, Swensonら³⁵⁾³⁶⁾³⁷⁾³⁸⁾によってアルカリシリケート反応に関する一連の論文が発表され、これら3種類の反応の総称としてアルカリ骨材反応と言う用語が用いられてきた。その後の研究により、アルカリシリケート反応は隠微晶質石英や微晶質石英のアルカリシリカ反応に帰結するとの説が有力となり、さらに、近年、片山ら³⁹⁾によってアルカリ炭酸塩岩反応も炭酸塩岩中の隠微晶質石英によるアルカリシリカ反応であることが示された。このような背景もあり、2007年制定土木学会コンクリート標準示方書[維持管理編]では、2001年制定版の「アルカリ骨材反応」から「アルカリシリカ反応」へと用語が変更されている。

今日では、アルカリシリカ反応は世界各国で報告されている。2012年に開催された第14回アルカリ骨材反応に関する国際会議(International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete)では、世界24ヵ国から約130件の発表が行われた⁴⁰⁾⁴¹⁾。1984年の川村⁴²⁾による報告では1960年までの20年間にアルカリシリカ反応の問題について報告を行っている国は、アメリカ、カナダ、エチオピア、オーストラリア、イギリス、オランダ、スウェーデン、ノルウェー、デンマークの9ヵ国であったが、その後の半世紀で広がりを見せ、今なお、世界中の研究者がその解決に取り組んでいるテーマであることが窺える。

1.2 研究の目的

現時点ではアルカリシリカ反応を生じた構造物に対する維持管理に確立された手法は無く、試行錯誤を繰り返しながら徐々に前進している状況にある。2001年に初版が発刊されたコンクリート標準示方書 [維持管理編] は2007年、2013年と改訂を重ねて内容を充実させているが、解決すべき課題も多く残されている。したがって、管理者によってアルカリシリカ反応への対応が異なることも多く、どの方法がより合理的であるかは、極論すれば10年後、20年後の構造物の状態による評価を待つ以外に確実な方法はないとも言える。そのような営みの積み重ねによって、徐々にではあっても技術の向上・蓄積を着実に進め、より合理的な維持管理を実現するための手法を構築していく必要がある。

阪神高速道路では、1980年代からアルカリシリカ反応による劣化が進行したコンクリート構造物を維持管理してきた。四半世紀が経過した現時点でも維持管理手法は発展途上にあるが、本論文は、これまでの知見、阪神高速道路での点検結果、実験結果などを組み合わせることにより、アルカリシリカ反応による劣化で比較的大きな性能低下を生じた、あるいは生じる可能性の高いコンクリート構造物やこれらを含む構造物群の合理的な維持管理について論じることを試みる。

阪神高速道路においてアルカリシリカ反応による著しい劣化が認められたのは高架構造の橋脚で、その維持管理は、言わば手探りの状態で今日まで継続されてきた。鉄筋破断を前提としない初期の維持管理においては、概ね、次の内容を基本とした維持管理を実施してきた。

- ① 実構造物や供試体の載荷試験⁴³⁾等により構造物の安全性能を確認する。
- ② 表面保護工法により、アルカリシリカ反応の進行抑制を図る。
- ③ 次に示すアルカリシリカ反応を生じた構造物に特化した点検を定期的の実施し、構造物の中長期的な変化を把握する。
 - ・ 構造物の表面ひずみ
 - ・ ひび割れ（幅、長さ、密度、深さ、発生位置）
 - ・ 超音波伝搬速度
 - ・ 水分量
 - ・ 圧縮強度、静弾性係数、膨張量（採取コアの試験）
 - ・ その他

このような維持管理を継続する中で、2001年に発刊されたコンクリート標準示方書 [維持管理編] において、劣化期には鉄筋破断が生じる場合があることが示された。これを受け、筆者らは2002年、追跡点検のデータなどから補修後も過大なひび割れが再発する箇所を選定し、かぶりコンクリートを除去して鉄筋の健全性を調査したところ、曲げ加工部等において複数の鉄筋破断を確認した³³⁾。これより数年前に意図せず鉄筋損傷を確認した事例があったが、鉄筋が腐食していたこともあり、アルカリシリカ反応との関連を疑うに至らなかった。

破断原因の解明や破断箇所の特定，構造物の安全性の確認等には技術的な課題も多く，その解決には時間を要するとの判断から，構造物の安全性確保のための短期的な対策と課題解決のための中長期的な検討に分けた対応を行うこととした．前者については，密集市街地に位置する都市高速道路であるため重要度が高く安全性能が低下した場合の社会的影響や第三者影響度が非常に大きいことに鑑み，鉄筋破断が確認された橋脚と同様の外観劣化が認められた橋脚について補強を実施した．後者については構造物の安全性能に関する評価方法の検討や破断鉄筋の非破壊検査技術などについての検討を継続している．

アルカリシリカ反応による劣化は種々の条件によって程度に差があり，必ずしも重大な劣化に至るとは限らない．その一方，進行し始めた劣化を効果的に抑制することは困難である場合が多く，補修・補強に多額の費用を要するなど，撤去・再構築に至るケースも考えられる．このような背景の下，本論文は1984年の建設省（当時）通達以前に建設され，アルカリシリカ反応による劣化を生じた，あるいは，生じる可能性を有するコンクリート構造物を主な対象とし，維持管理の合理化・効率化に資する提言をまとめることを試みるものである．

なお，新設構造物に関しては，1984年の通達以降に実施された種々の対策が奏功し，アルカリシリカ反応による劣化事例は少なくなっている⁴⁴⁾．しかし，少ないながらも，アルカリシリカ反応による劣化を生じた事例が引き続き報告されており⁴⁵⁾，新設構造物に関しても引き続き検討が必要であることは論を待たないが，建設段階における対策については基本的な考えを述べるにとどめる．

1.3 論文の構成

本論文は、アルカリシリカ反応を生じた道路橋コンクリート構造物の合理的な維持管理手法に関する一連の研究をまとめたものであり、全編を7つの章で構成した。各章の概要を以下に示すとともに、構成を図1.3.1に示す。

第1章 序論 では、本研究の背景、目的、構成について述べた。

第2章 アルカリシリカ反応に関する既往の研究と対策 では、アルカリシリカ反応のメカニズム、劣化が生じた場合の性能低下に関する既往の研究等を取りまとめるとともに、建設、維持管理の各段階における対策や維持管理の手法について述べた。さらに、アルカリシリカ反応を生じた構造物の維持管理を困難にしている要因について述べた。

第3章 アルカリシリカ反応による道路構造物の劣化と対策 では、合理的な維持管理実現の妨げとなる第2章で述べた維持管理の困難性の具体像を明らかにするため、阪神高速道路における劣化の状況、各種点検手法の有効性や、現在の主要な対策である表面保護工法の膨張抑制効果について取りまとめた。

併せて、**第4章 表面保護工法によるアルカリシリカ反応の膨張抑制効果** では、表面保護工法の膨張抑制効果について、長期の供試体実験に基づく評価を行った。さらに、供試体実験における膨張抑制効果と第3章で得られた実構造物での膨張抑制効果の差違に着目した実験を行い、実構造物における表面保護工法の適用に関する検討を行った。

第5章 示差熱分析を用いたシラン系表面含浸材の含浸性状の評価 では、第4章で対象とした表面保護工法の中でも高い膨張抑制効果を発揮したシラン系表面含浸材を対象に、膨張抑制効果を発揮する上で重要な要素である含浸性状の評価方法を検討するとともに、含浸性状と膨張抑制効果の関係についても検討を行った。

第6章 アルカリシリカ反応を生じた道路橋橋脚における維持管理のシナリオデザイン では、第5章までの検討を踏まえ、アルカリシリカ反応による劣化を生じた構造物、および劣化を生じる可能性のある構造物を対象に、合理的な維持管理を実現するために必要なシナリオ等の提言を行った。

第7章 結論 では、本研究で得られた結果を総括した。

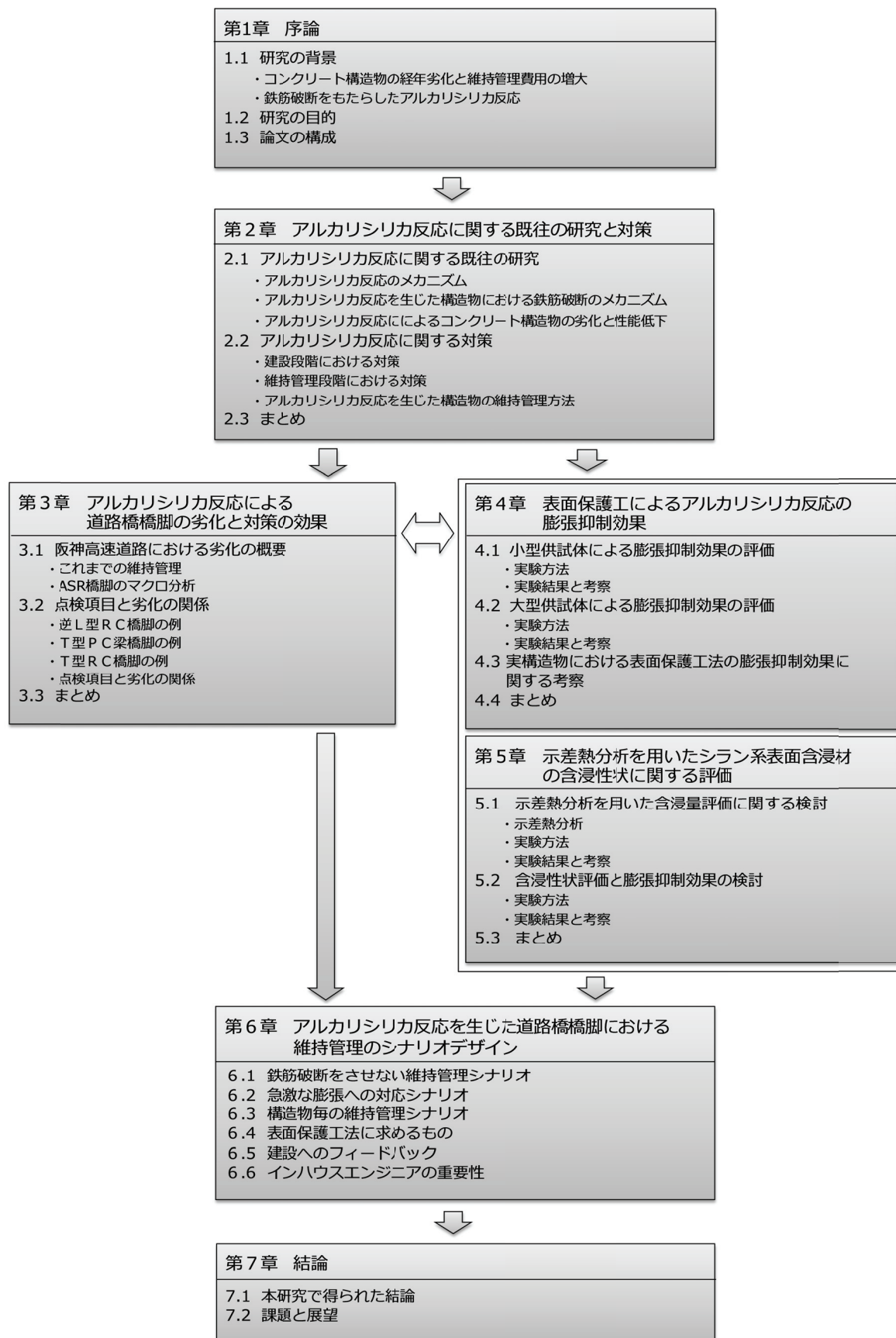


図 1.3.1 論文の構成

第1章の参考文献

- 1) 井上晋ほか：コンクリート何でも小辞典，pp.28-45，ブルーバックス
- 2) 豊島光夫：鉄筋最前線，p.1，建築技術，1999
- 3) 日本のコンクリート100年，序，日本コンクリート工学協会，2006.5
- 4) 宮川豊章：我が国におけるコンクリート構造物の耐久性評価小史，コンクリート工学，Vol.49, No.5, pp.4-8, 2011.5
- 5) 昭和24年度版セメント年鑑，p.61，セメント新聞社，1949.9
- 6) 昭和31年度版セメント年鑑第8巻，p.70，セメント新聞社，1956.5
- 7) 1962セメント年鑑第14巻，p.59，セメント新聞社，1962.8
- 8) 1970セメント年鑑第22巻，p.53，セメント新聞社，1970.7
- 9) 1976セメント年鑑第28巻，p.96，セメント新聞社，1976.6
- 10) 1985セメント年鑑第37巻，p.76，セメント新聞社，1985.6
- 11) 1992セメント年鑑第44巻，p.84，セメント新聞社，1992.6
- 12) 2010セメント年鑑第62巻，p.52，セメント新聞社，2010.6
- 13) 社会資本整備審議会・交通政策審議会「今後の社会資本の維持管理・更新のあり方について」答申，参考資料p.48，国土交通省，2013.12
- 14) 社会資本整備審議会・交通政策審議会「今後の社会資本の維持管理・更新のあり方について」答申，p.8，国土交通省，2013.12
- 15) 平成24年度国土交通白書，pp.113-114, 2010.7
- 16) 第1回 道路橋の予防保全に向けた有識者会議 資料2，p.10，2007.10
- 17) 社会資本整備審議会・交通政策審議会「今後の社会資本の維持管理・更新のあり方について」答申，参考資料pp.6-8，国土交通省，2013.12
- 18) 全国橋梁の通行止規制等橋梁数の推移，国土交通省ホームページ
(http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobo3_1.pdf)
- 19) 地方公共団体管理橋梁の点検実施状況(グラフ)，国土交通省ホームページ(http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobo4_3.pdf)
- 20) 玉越隆史：道路橋の劣化，補修・更新の動向と課題，pp.12-15，橋梁と基礎，2013.11
- 21) Thomas E. Stanton, M. Am., Soc. C. E. : Expansion of Concrete Through Reaction Between Cement and Aggregate, Proceedings of ASCE Vol.66, No.10, pp.1781-1811, 1940.11
- 22) 藤井光蔵：セメント骨材反応に因るコンクリートの過度膨張異変に就いて(1)，セメント・コンクリート，No.30, pp.5-12, 1949.8
- 23) 藤井光蔵：セメント骨材反応に因るコンクリートの過度膨張異変に就いて(2)，セメント・コンクリート，No.31, pp.15-24, 1949.9
- 24) 藤井光蔵：セメント骨材反応に因るコンクリートの過度膨張異変に就いて(3)，セメント・コンクリート，No.32, pp.20-31, 1949.10
- 25) 藤井光蔵：セメント骨材反応に因るコンクリートの過度膨張異変関係，セメント・コンクリート，No.35, 1950.1
- 26) 近藤泰夫，北川欣一：アルカリ骨材反応に関する研究（第1報：村山橋および長崎橋の被害調査ならびに某港防波堤破損状況に就いて，第2報：各地骨材のアルカリ骨材反応試験結果およびボツオラナによる防止等に就いて），セメント技術年報，Vol.5, pp.379-398, 1951
- 27) 池田尚治：教室 コンクリート技術の歴史第9回 鉄筋の高強度化・太径化への歩み，pp.96-101，コンクリート工学，Vol.31, No.4, 1993.4
- 28) 例えば岸谷孝一ほか編，小野紘一他著：アルカリ骨材反応，pp.1-9, 1986.5
- 29) 福島正人，二村誠二：コンクリート用砕石のアルカリ骨材反応性，セメント・コンク

-
- リートNo.438, pp.9-15, 1983.8
- 30) 村田清逸, 関慎吾, 藤木洋一: アルカリ骨材反応を起こしたコンクリートの一例, セメント・コンクリート, No.220, pp.7-13, 1965
 - 31) コンクリート構造物の健全度に関する調査研究業務(その3)報告書, pp.128-133, 阪神高速道路公団・阪神高速道路管理技術センター, 1985.3
 - 32) 例えば小林和夫: アルカリ骨材反応を生じた部材や構造物の耐荷性能—実構造物—, pp.70-78, コンクリート工学, Vol.24, No.11, 特集*アルカリ骨材反応, 1986.11
 - 33) 例えば松本茂, 南荘淳, 黒崎剛史: ASR損傷を受けた橋脚の追跡点検事例, pp.27-32, コンクリートの耐久性データベースフォーマットに関するシンポジウム論文集, 土木学会, 2002.11
 - 34) E. G. Swenson: A Reactive Aggregate Undetected by ASTM Tests, ASTM Bulletin, No.226, pp.48-51, 1957.12
 - 35) M. A. G. Duncan, E. G. Swenson, J. E. Gillott, M.R. Foran: Alkali-aggregate reaction in Nova Scotia I. Summary of a five-year study, Cement and Concrete Research, Vol.3, No.1, pp.55-69, 1973
 - 36) M. A. G. Duncan, J. E. Gillott, E. G. Swenson: Alkali-aggregate reaction in Nova Scotia II. Field and petrographic studies, Cement and Concrete Research, Vol.3, No.2, pp.119-128, 1973
 - 37) M. A. G. Duncan, E. G. Swenson, J. E. Gillott: Alkali-aggregate reaction in Nova Scotia III. Laboratory studies of volume change, Cement and Concrete Research, Vol.3, No.3, pp. 233-245, 1973
 - 38) J. E. Gillott, M. A. G. Duncan, E. G. Swenson: Alkali-aggregate reaction in Nova Scotia IV. Character of the reaction, Cement and Concrete Research, Vol.3, No.5, pp. 521-535, 1973.9
 - 39) T. Katayama and H. Sommer: Further investigation of the mechanism of so-called alkali-carbonate reaction based on modern petrographic techniques, Conference Proceedings of 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, pp.850-860, 2008
 - 40) 川端雄一郎: 第14回アルカリ骨材反応に関する国際会議(14thICAAR)の参加報告, p.720, コンクリート工学, Vol.50, No.8, 2012.8
 - 41) Preface to ICAAR14, 14th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, 2012.5
 - 42) 川村満紀: アルカリ骨材反応に関する歴史と世界の動向, pp.5-11, コンクリート工学, Vol.24, No.11, 特集*アルカリ骨材反応, 1986.11
 - 43) 今井宏典, 水元義久: アルカリ骨材反応を生じた部材や構造物の耐荷性能—実構造物—, pp.79-85, コンクリート工学, Vol.24, No.11, 特集*アルカリ骨材反応, 1986.11
 - 44) 河野広隆: コンクリート構造物のアルカリ骨材反応劣化進行と維持管理のあり方に関する研究, 京都大学大学院学位論文, p.53, 2002.12
 - 45) 例えば松田芳範, 今井勉, 石橋忠良: アルカリ骨材反応により劣化損傷を受けたPC桁の補修, pp.37-41, セメント・コンクリート, No.765, 2010.11
-

第2章 アルカリシリカ反応に関する既往の研究と対策

2.1 アルカリシリカ反応に関する既往の研究

2.1.1 アルカリシリカ反応のメカニズム

セメントに含有されるアルカリ (NaSO_4 および K_2SO_4) は、セメントの水和反応の過程でコンクリートの空隙内の水溶液に溶解し、水酸化アルカリ (NaOH および KOH) を主成分とする $\text{pH}=13\sim13.5$ の強アルカリ性の水溶液となる。ある種の骨材（反応性骨材）では、このコンクリート中の高いアルカリ性、すなわち水酸化物イオン (OH^-) によって、骨材中のシリカ鉱物もしくはガラス質中のシロキサン結合が切断され、これによって生じた Si-O-H がアルカリ金属イオンと反応してアルカリシリカゲルが生じる。アルカリシリカゲルには吸湿性があり水和して膨張するため、コンクリートに膨張やこれに伴うひび割れを生じる¹⁾。アルカリシリカゲルの吸水膨張メカニズムには、浸透圧説、電気二重層説、イオン拡散説、骨材膨張説などが提案されているが、全ての実験結果を説明できる説は無い²⁾とされている。また、アルカリの供給源としては、セメント中のアルカリ以外にも骨材からのアルカリ溶出や、外部から供給されるアルカリとして凍結防止剤や海水に含まれる NaCl が挙げられている。

岩石中で水酸化アルカリを含む水溶液と反応するものにはオパール、クリストバライト、トリディマイト、隠微晶質もしくは微晶質な石英と言ったシリカ鉱物や火山ガラス等がある。そのような鉱物を含む反応性骨材としては、安山岩、流紋岩等の火山岩系やチャート、硬質砂岩等の堆積岩系など、多種多様なものが存在する³⁾とされている。表 2.1.1 に反応性鉱物、岩石、典型的地質区分の関係について示す。また、図 2.1.1 にこれらの岩種の分類をまとめた地質図を示す。山田³⁾は、反応性が疑われる骨材は地質的には日本各地に分布しているとし、さらに、被害報告の分布との不一致があることから何らかの理由によりその報告がなされていない場合が相当に多い可能性があるとしている。

表 2.1.1 アルカリシリカ反応を引き起こす反応性鉱物とそれらを含む岩石、および典型的地質区分^{3)より作成}

反応性鉱物	岩石	典型的地質区分
クリストバライト トリディマイト 酸性火山ガラス	安山岩 変質火山岩	第四期火山岩 第三期グリーンタフ地域
オパール: 変質生成物 熱水や地下水からの沈殿物	変質火山岩 熱水作用を受けた岩石	第三期グリーンタフ地域
オパール カルセドニー: 生物起源	チャート	ジュラ紀付加複合体
隠微晶質・微晶質石英	チャート、砂岩、泥岩、頁岩 不純な石灰岩 接触変成作用を受けたホルンフェルス 広域変成作用・断層活動によるカタクレーサイト・マイクロナイト、片麻岩	堆積岩類 花崗岩周辺 変成岩類

国内各地の骨材サンプルを集め反応性を調査した結果が、建設省総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発報告書」にまとめられている。その結果を、図 2.1.2 に示す。反応性のある岩石を含むおそれのある岩体、および、高率で含まれるおそれのある岩体は国内各地に幅広く分布していることがわかる。

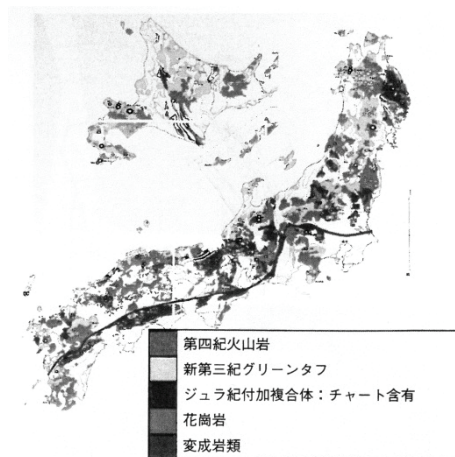


図 2.1.1 アルカリシリカ反応性から区分した日本の地質⁴⁾



図 2.1.2 反応性のある骨材の分布⁵⁾

アルカリシリカ反応について、アルカリシリカゲルが生成される過程とアルカリシリカゲルが給水膨張する過程を独立したものとして捉え、前者が進んだ後に後者が進行するという考えが 1981 年に Diamond ら⁶⁾によって提唱された。図 2.1.3 はアルカリシリカゲルの生成によって減少する細孔溶液中のアルカリ量から反応の過程を、モルタル供試体の長さ変化による膨張量として表している。川村ら⁷⁾は、外部からの水分の遮断が維持管理上有効であることの根拠として、水分の遮断が第 2 段階の物理化学的過程すなわち吸水膨張の進行を阻止するからであるとしている。また、小林ら⁸⁾は劣化が顕在化していない段階でも内部ではアルカリシリカ反応が進行している場合があることを示唆しているとしている。

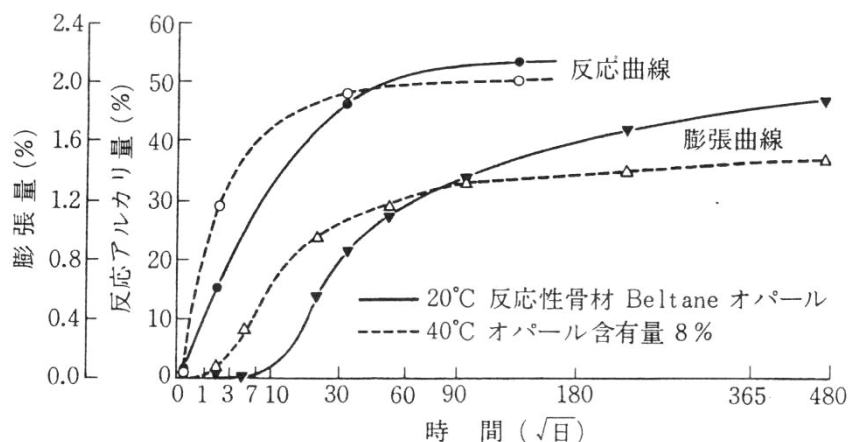


図 2.1.3 20°Cと 40°Cにおける反応曲線と膨張曲線の比較⁷⁾

水分の影響に関しては、前述のアルカリシリカゲルが生成される過程と吸水膨張の過程に分けて考える必要があるとされ、湿度が低い場合、前者に関しては細孔溶液中のアルカリ濃度が上昇するためゲルの生成がより活発になるが、後者に関しては吸水膨張が起こりにくくなる⁷⁾とされている。図 2.1.4 に、Lenznerら⁹⁾が行ったオパール質砂岩からなるモルタルの膨張に与える湿度の影響に関する実験結果を示す。再調整と付記された曲線は、

() 内の材令で 95%RH またはそれ以上に変更されたことを示す。この図より、材令 42 日まで 40%RH あるいは 60%RH で養生された供試体は膨張を呈さないが、途中で湿度を上げた場合は膨張に転じることがわかる。この実験では、膨張しない限界の相対湿度は 85%RH であるとされている。

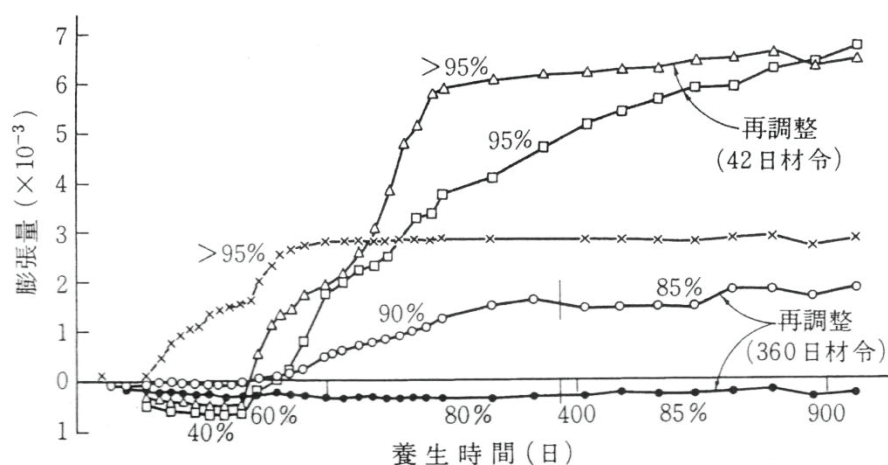


図 2.1.4 環境湿度がモルタルの膨張挙動に及ぼす影響⁷⁾

アルカリシリカ反応は温度による影響も受ける。Beltane オパールを用いた Diamond の実験によれば、20℃と 40℃の 2 種類の温度で養生したモルタル供試体の膨張は、最終的には 20℃で養生した供試体が 40℃で養生した供試体を上回るものの、材令初期では 40℃で養生した供試体の方が大きな膨張を示した（図 2.1.3 参照）。古銅輝石安山岩を用いた中野ら¹⁰⁾の実験によれば 5℃、40℃、60℃、80℃の 4 種類の温度で養生した供試体の最終的な膨張量は 40℃が最大となるが、材令初期では 60℃の方が大きい傾向を示している。一方、斜方輝石安山岩を用いた黒田ら¹¹⁾の実験によれば、40℃、60℃、80℃の 3 種類の温度で養生した供試体の膨張は、前述の実験とは逆に 80℃、60℃、40℃の順番に膨張が大きい結果となった。当該実験ではモルタル、コンクリート 2 種類の供試体で実験しているが、どちらの種類も同様の結果を示した。ここで挙げた 3 種類の実験では全てが同じ傾向を示しておらず、実験条件によっては逆の傾向となり得ることを示している。同一の実験でも、温度によって膨張量に数倍の差を生じる場合もあり、温度が膨張に与える影響は大きいと言える。

また、アルカリシリカ反応において特徴的な現象としてペシマムが挙げられる。この現象は、反応性骨材のみの場合よりも非反応性骨材を混合することによって膨張量が増加する現象である。この現象についても不明な点が多いとされているが、一般的な理解としては次のようである。すなわち、SiO₄ 四面体の場合、Si と 4 個の O が全部切断されるとゲル

が生成されるが、反応性珪物が多いと水酸化アルカリが相対的に不足するため、4個のOを切断するに至らない場合が生じ、アルカリシリカゲルの生成が少なくなる¹²⁾というものである。

これ以外にも、アルカリ量や拘束条件などが膨張量に影響を与える。一般的にはアルカリ量が多くなるとOH⁻イオン濃度は高くなり膨張量も大きくなるとされているが、反応性骨材のみを用いた供試体ではペシマムアルカリ量が存在するとの王ら¹³⁾の報告もある。また、拘束の影響に関して中島ら¹⁴⁾は、フーチングを模擬した供試体実験から膨張は拘束の大きい方向の膨張が抑制されたとしても拘束の小さい箇所に膨張が局所化している。このような配合や構造など構造物固有の条件だけでなく、温度や水分量など環境条件によっても膨張量は大きく相違する。さらに、降水や気温、日照などの環境条件は一定ではなく常に変化し、これらの要素が複雑に絡み合った結果として膨張が生じる。したがって、実構造物における膨張を精度良く予測することは困難であり、このことがアルカリシリカ反応を生じた構造物の維持管理における大きな障害の一つとなっている。

2.1.2 アルカリシリカ反応を生じた構造物における鉄筋破断のメカニズム

2001年に初版が発刊されたコンクリート標準示方書〔維持管理編〕および制定資料においてアルカリシリカ反応を生じた構造物における鋼材破断の事例が示されて以降、鉄筋破断の事例が報告され、原因究明のための研究が行われるようになった¹⁵⁾。佐々木¹⁶⁾は、実構造物において実際に破断した鉄筋の成分分析や曲げ加工の影響、アルカリシリカ反応による膨張力の影響、水素吸蔵量調査等を行い、鉄筋破断のメカニズムを次のように推定している（図2.1.5参照）。

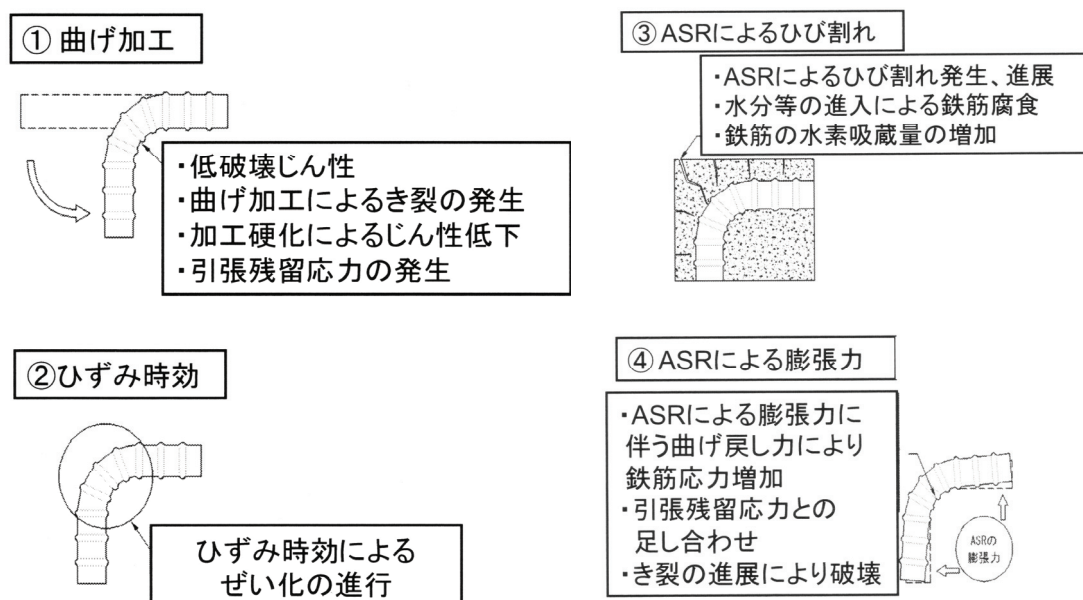


図 2.1.5 鉄筋破断メカニズムの推定模式図

- ① 鉄筋の曲げ加工により節の付け根付近にひずみが集中し、き裂が発生する場合がある。加工硬化に伴い破壊じん性値が低下し、き裂進展に対する抵抗が低下する。

- ② 曲げ加工終了後に生じるスプリングバックにより、曲げ内側の節の付け根付近では 300N/mm^2 程度の引張りの残留応力が生じる。
- ③ アルカリ骨材反応によるコンクリートのひび割れが進展し、水分などの進入により腐食環境が導入され、鉄筋の腐食が促進される。コンクリートの膨張のように、非常に遅いひずみ速度の場合、腐食反応に伴うわずかな水素発生量でも脆化が生じる可能性がある。
- ④ アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張により、曲げ加工部では曲げ戻しの力が作用し、曲げ内側の引張残留応力と併せて降伏応力以上の引張応力が発生する場合があります、き裂の進展とともに条件によっては破断に至ると考えられる。

2.1.3 アルカリシリカ反応によるコンクリート構造物の劣化と性能低下

アルカリシリカ反応を生じたコンクリート構造物は、ひび割れ、変色、アルカリシリカゲルの滲出、錆汁、はく離、はく落などのコンクリート表面の変状のほか、変異、変形、ずれ、段差、目地材の変状などを生じる。ひび割れのパターンは一様ではなく、拘束条件の影響を受ける。すなわち、無筋コンクリートや鋼材量の少ない場合は網目状または亀甲状のひび割れが発生し、鉄筋やPC鋼材が配置されている場合にはこれに沿った方向にひび割れが発生する場合が多い。その一例を、図 2.1.6、2.1.7 に示す。



図 2.1.6 鋼材量が少ない場合のひび割れ発生状況¹⁷⁾

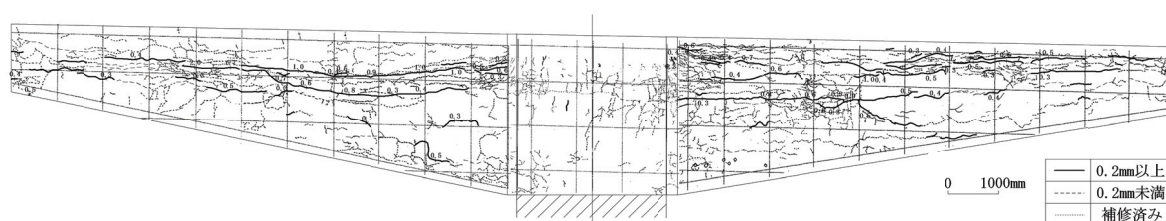


図 2.1.7 鋼材量が多い場合のひび割れ発生状況(PC構造の橋脚梁)

ひび割れが発生する原因としては、表面近くに形成される非膨張領域と内部の膨張領域との間で生じる内部拘束応力によるとされているが、川村¹⁸⁾は表面近くが非膨張領域となる理由について、湿度の低下、中性化、アルカリの漏出の3つを挙げている。鋼材の拘束がある場合には軸直角方向に卓越したひび割れが生じる現象については、鋼材の拘束によ

るポアソン効果が影響していると考えられる。

アルカリシリカ反応により劣化した構造物から採取したコアは圧縮強度や静弾性係数などの値が健全なものと比較して低下するが、圧縮強度の低下に比較して静弾性係数の低下が顕著であることが特徴である¹⁹⁾。土木学会アルカリ骨材反応対策小委員会報告書では、金沢大学での実験結果や、海外での事例を要約して紹介している²⁰⁾。前者の結果を図 2.1.8 に示す。後者については、Clark²¹⁾による文献調査の結果を要約したものとして、無拘束状態の膨張量と各種力学特性の残存率の下限値の例を一覧でまとめたものを示している（図 2.1.9 参照）。いずれの結果からも、弾性係数の低下は初期に大きく低下し、その後は緩やかに低下するのに対し、圧縮強度は当初から緩やかに低下する傾向を示すとしている。

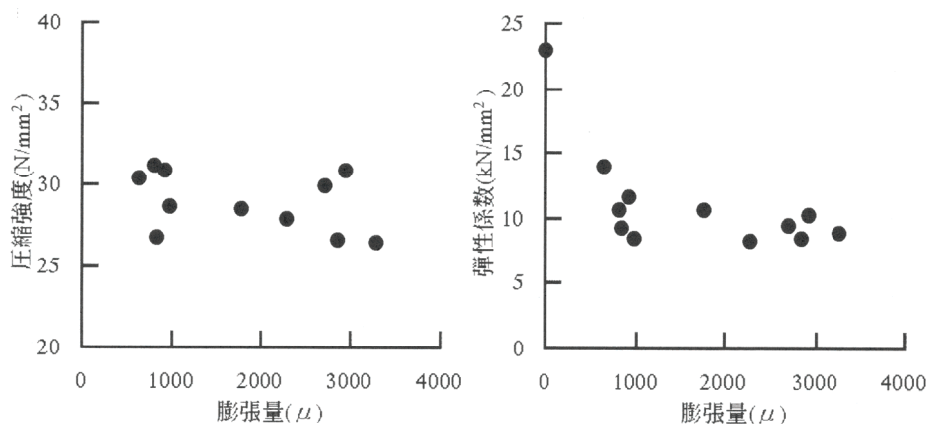


図 2.1.8 膨張量が圧縮強度および弾性係数に与える影響²⁰⁾

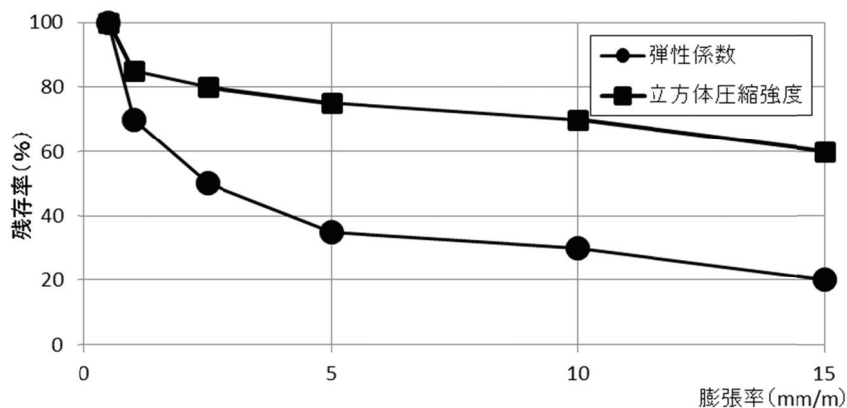


図 2.1.9 ASR膨張を受けた場合の各種力学特性値の残存率²⁰⁾より作成

2007 年制定のコンクリート標準示方書 [維持管理編] では、アルカリシリカ反応による劣化進行と部材の性能低下の関連を図 2.1.10 に示す概念図で表現している。他の劣化機構と比較した場合の特徴として、2 種類の場合に分けた概念図が示されていることが挙げられる。(b)においては、コンクリートの配合等の条件によって膨張性が小さいために供用期間の間に劣化が進行しても問題となるような性能低下を生じない場合を示している。これ

に対して、膨張性が大きい場合には「過大なひび割れの発生、または、鋼材腐食の発生」以後の加速期に達すると劣化の速度が速まる。しかし、部材の性能低下は比較的小さい。これは、後述するように、鉄筋の拘束が保たれている状況では構造物としての安全性の低下はほとんど見られないか、場合によっては、若干向上するという実験結果に基づく判断と考えられる。また、劣化期からは性能低下の速度が速まるが、これは、鉄筋の腐食の進行や破断などを考慮した結果と考えられる。

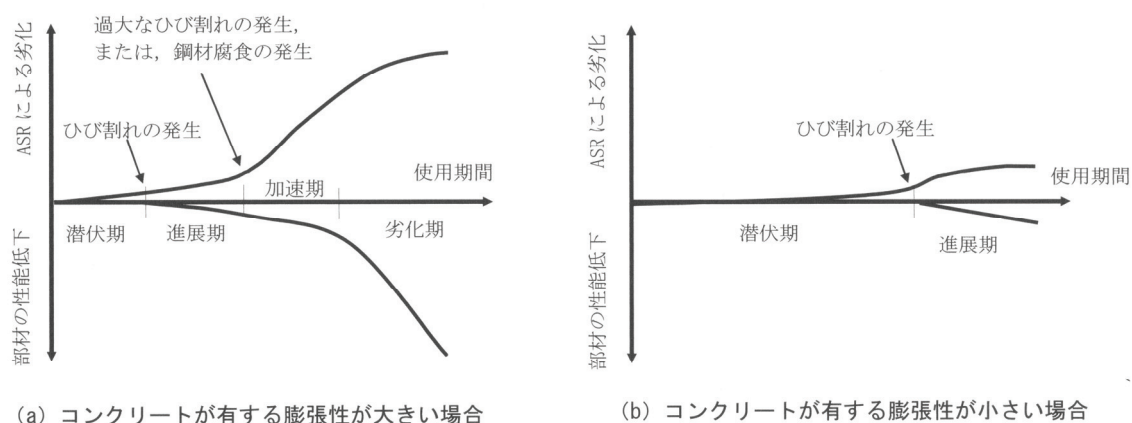


図 2.1.10 橋脚梁部のひび割れ発生状況

アルカリシリカ反応による劣化は、アルカリシリカゲルの膨張に起因するため、膨張量(率)は評価や予測などにおいて重要な指標となる。劣化した構造物の対策を決定する上で、将来の膨張量は最も重要な要素であり、対策に要する費用にも直結する。我が国においては、コンクリートの膨張量(率)を測定する方法として、日本コンクリート工学会が定める「アルカリ骨材反応を生じたコンクリート構造物のコア試験による膨張率の測定方法(案)」(以下、「JCI-DD2」と言う)が一般的に用いられている。この方法は直径 100mm、長さ 250mmの円柱形コアを構造物から採取後、できるだけ速やかに基長を測定し、20℃、RH95%以上の環境での標準養生の間の膨張を解放膨張、その後、40℃、95%RH以上の環境で促進養生した際の膨張を残存膨張とし、両者の和を全膨張とするものである。2種類の養生条件を適用することによって、解放膨張率からは調査時点での劣化の程度を、残存膨張率からは今後の劣化進行の程度を定量的に把握しようとするものであると考えられる。しかし、富田ら²²⁾の研究や鈴木ら²³⁾の研究などによって、コアの膨張はコアの大きさなどの影響を受けるため、解放膨張率や残存膨張率も劣化の程度を的確に表現しているとはいえないとされている。土木研究所と日本構造物診断協会の編著による「非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル」では、標準養生を行わず促進養生のみを行う試験方法を提唱している²⁴⁾。2013 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編]でも、この方法で得られる膨張量はあくまでもこの試験方法での結果であり、補修、補強に適用する際には注意を要するとしている。

維持管理上配慮が必要となるようなアルカリシリカ反応が発生した構造物の発生率には、地域的年代的な偏りがある。河野²⁵⁾は国土交通省の各地方整備局が道路橋について実施し

た調査について独自に整理，判定を行い，全国平均が約 2%であるのに対して最も高い北陸では 9%を超えたとしている（図 2.1.11 参照）．骨材の種類や凍結防止剤の散布量などが地域によって違うことが発生率に影響していると考えられるが，報告事例がない地域もあり調査・点検の困難性を窺わせる結果ともなっている．年代別には，図 2.1.12 に示すように 1960 年代から 1980 年代前半に竣工した構造物が多いとしている．これより前の時代よりも増加した理由として，ポンプ施工によるセメント量の増加，海砂の使用の可能性について言及している．また，これより後の時代で劣化事例が減少している理由として，旧建設省の通達等による抑制対策の効果が現れているとしている．

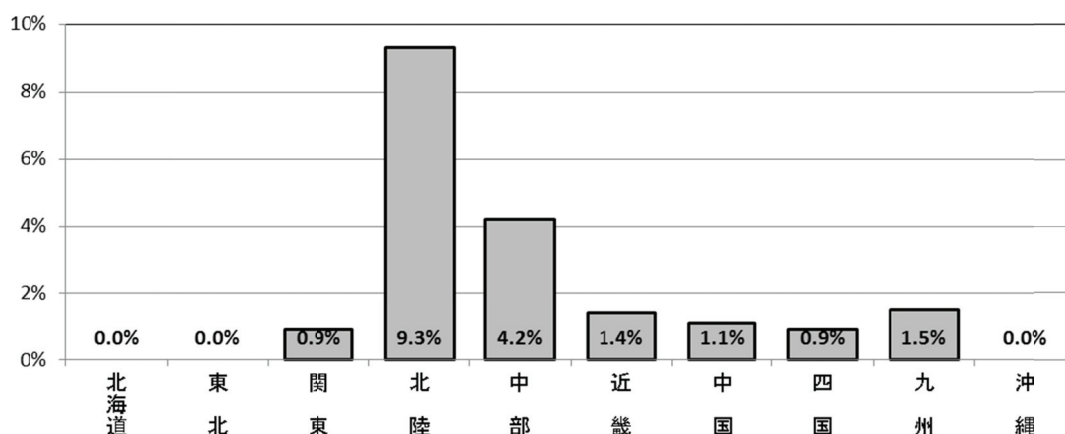


図 2.1.11 地域別の道路橋のアルカリ骨材反応発生率 ²⁵⁾より作成

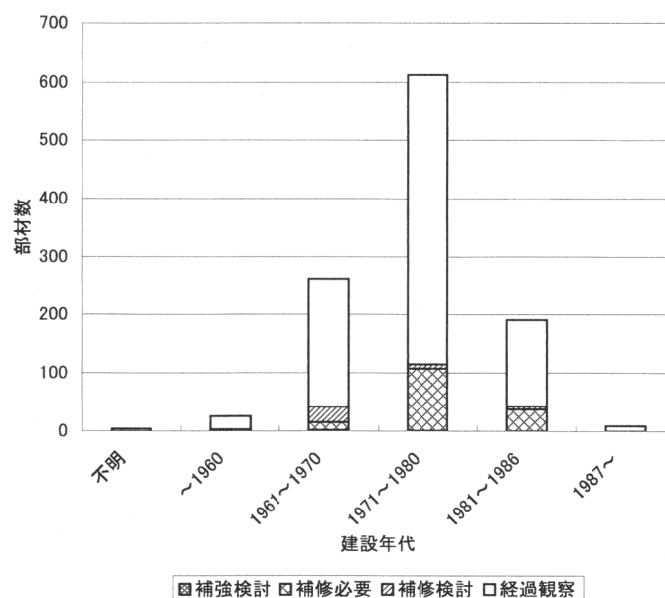


図 2.1.12 アルカリ骨材反応による劣化が生じた部材数（年代別） ²⁵⁾

アルカリシリカ反応を生じたコンクリートは膨張の程度に応じて力学的性能が低下するが，通常の劣化の程度，すなわち多数の鉄筋が破断することによって拘束が失われるような状況でなければ，構造物の安全性は大きく低下しないことがこれまでの種々の実験により明らかにされている．小林²⁶⁾は 1986 年 11 月号のコンクリート工学アルカリ骨材反応特集号において，反応性骨材，健全骨材の 2 種類の骨材を用いた 200×200×1700mmのRC梁

供試体の静的、動的な載荷試験結果を報告している。主鉄筋に $1,000\mu$ 、スターラップに $2,000\mu$ 程度のひずみが生じ供試体表面に多数のひび割れが観察されるような劣化であっても、膨張と鉄筋の拘束によるケミカルプレストレスの効果により、静的ならびに動的耐荷性は健全なものと比較して劣らないとしている。RC柱部材についても同号において小林ら²⁷⁾が実験結果を報告しているが、部材の降伏耐力、終局耐力はアルカリシリカ反応により内部応力が発生しても低下することは無いとしている。

また、鉄筋破断や付着劣化を考慮した実験も多数実施されている。前川ら²⁸⁾は、せん断補強鉄筋の破断を念頭に定着フックを除去した場合とさらに付着を除去した場合についてRC梁の載荷試験を行っており、せん断補強鉄筋によるせん断負担分がコンクリートの負担分と同程度に高くトラス機構が顕著となるせん断スパン比に対しては、定着不良がトラス機構の保持を困難にするとしている。また、アーチ機構への移行が促進され主鉄筋に沿うひび割れが発生する場合は主鉄筋の定着部補強が耐力に影響するとしている。阿部ら²⁹⁾は、せん断補強鉄筋の破断によって主鉄筋の付着劣化も生じた状態を模擬したRC梁の載荷試験を行っている。せん断補強鉄筋を破断させた場合はせん断破壊耐力が低下する結果となったが、さらに主鉄筋の付着低下を模擬した場合には主鉄筋の降伏を伴う曲げ破壊となったことから、定着部が健全であれば曲げ破壊に移行する場合があるとしている。

PC梁に関する実験としては、例えば、三方ら³⁰⁾がせん断補強鉄筋の破断や付着の低下に加えプレストレス量やPC鋼材の付着も実験条件に加えた実験を行っている。その結果、せん断補強鉄筋の破断と付着低下の両方を模擬した供試体では、せん断ひび割れ発生後もタイドアーチ的耐荷機構が形成され、さらに大きな荷重に耐えることができたとしている。また、せん断補強鉄筋の付着のみを低下させた場合にはタイドアーチ的耐荷機構が卓越し、曲げ破壊に至ったとしている。

反応性骨材を用いた実験としては、高橋ら³¹⁾がせん断補強鉄筋の破断を想定した実験を行っている。せん断補強鉄筋の破断の有無に加えて付着の低下も実験条件に加え、さらに普通コンクリートを用いた供試体との比較を行っている。その結果、せん断補強鉄筋の破断を模擬した場合は主鉄筋に沿ったひび割れの進展が顕著になり、付着割裂ひび割れに進展する傾向が認められるものの、鉄筋破断による耐荷力の減少をケミカルプレストレスの効果が上回る結果となったとしている。

また、プレストレスト・コンクリート建設業協会ASR対策検討委員会³²⁾では、反応性骨材、健全骨材の2種類のPC梁供試体を作成し、長期に渡る屋外暴露での各種計測や載荷試験を実施することにより詳細な調査、検討を行っている。1,200×1,250×7,500mmのPC大型供試体の載荷試験では、載荷試験後採取したコアの圧縮強度や静弾性係数がアルカリシリカ反応によって大幅に低下した供試体であっても、健全な骨材を用いた供試体と同程度の曲げ耐力を有することを確認している。また、PC構造物として重要な残存プレストレスについても、535×560×4,000mmのPC供試体の継続調査結果から、健全供試体と同等以上のプレストレス力を保持しているとの結果を得たとしている。劣化が進行した段階であって

も安全性が低下しない理由としては、やはり膨張によるケミカルプレストレスの効果を挙げている。

実橋に関する安全性の評価としては、富山ら³³⁾によって供用後約 25 年を経過したプレテンションPC桁の載荷試験結果が報告されている。当該実験は 2007 年に架替えが行われた際の撤去桁を対象に載荷試験を実施したもので、劣化試験桁と施工工期の違いから劣化が生じていない健全試験桁を比較している。劣化試験桁は、橋軸方向に沿ったひび割れが桁全面に多数確認され、また、コンクリートとPC鋼より線との付着および桁の耐荷力低下が懸念されるほどの劣化を呈しており、コアの圧縮強度は健全試験桁の約 7 割、静弾性係数は著しく低下していた。しかし、静的載荷試験によって得られた破壊荷重は復元設計と考えられる算出値の 1.08、健全試験桁の破壊荷重（実測値）に対して 0.95 であり、外観に現れた劣化状況や材料強度の低下などから想起されるほど設計値を下回るものではなかったとしている。

以上のように、アルカリシリカ反応により鉄筋破断を生じた構造物についても種々の試験が実施されており、多くの場合は鋼材の拘束によるケミカルプレストレスの効果もあり安全性の低下は顕著でない。一方、膨張率が約 $7,000\mu$ と大きく、かつ、鉄筋比が約 0.1% と極端に小さい場合には、早期の鉄筋破断による梁の最終破壊が生じるとの小柳ら³⁴⁾の報告もある。

2.2 アルカリシリカ反応に関する対策

2.2.1 建設段階における対策

我が国での対策の変遷を表 2.2.1 に示す。当初は無害とされる骨材の使用が優先されたのに対して現在では最も優先順位が低くなっているなどの相違はあるが、基本的な考えは大きく変わっていない。1989 年の通達の名称が示すように、対策はアルカリシリカ反応の抑制が目的であり、アルカリシリカ反応の発生防止ではない。すなわち、アルカリシリカ反応は「発生の有無の問題」ではなく「程度の問題」であり、その程度が部材や構造物に要求される性能を発揮できないほどの影響を与えるかどうかで判断されるべき問題である

表 2.2.1 アルカリシリカ反応抑制対策の主な経緯

年	内容
1984	建設省 技術調査室 通達「土木工事にかかるコンクリート用骨材の取り扱いについて」 ・アルカリ骨材反応でひび割れを生じた構造物に対しては遮水措置をとる。 ・過去にアルカリシリカ反応を生じたと思われる骨材に対しては ASTM の試験をして確認する。
1986	建設省 技術調査室 通達「アルカリ骨材反応暫定対策について」 ・骨材の選定、低アルカリ型セメント、抑制効果のある混合セメント等の使用、コンクリート中のアルカリ総量の抑制の 4 種類の対策が示される（4 種類の対策のいずれでも良く優先順位についての記述はない）。 ・骨材の試験法として化学法とモルタルバー法の建設省暫定案が示される。
	JIS A 5308「レデーミクストコンクリート」 ・アルカリシリカ反応の抑制方法を購入者に報告することが義務づけられる。 ・附属書 1「レデーミクストコンクリート用骨材」で附属書 7（化学法）か附属書 8（モルタルバー法）で試験し、無害と判定された骨材でなければならないとされる。ただし、附属書 6「セメントの選定等によるアルカリ骨材反応の抑制対策の方法」に示された低アルカリ型セメントの使用、抑制効果のある混合セメントの使用、コンクリート中のアルカリ総量の抑制の対策を講じた場合には、無害と判定されない骨材も使用可能とされる。
	JIS R 5210「ポルトランドセメント」 ・低アルカリ型が規定される。
1989	建設省 技術調査室 通達「アルカリ骨材反応抑制対策について」 ・「アルカリ骨材反応暫定対策について」の通達のうち、抑制効果のある混合セメント等の使用に関する記述と、化学法およびモルタルバー法の試験方法が小改訂される。
	JIS A 5308「レデーミクストコンクリート」 ・アルカリシリカ反応対策関係の記述が修正される。
1990	建設省 技術調査室 通達「コンクリート構造物に使用する普通ポルトランドセメントについて」 ・全アルカリ量の上限が 0.75%と規定される。
1992	JIS A 1804「コンクリートの生産工程管理用試験方法－骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（迅速法）」
2002	国土交通省 技術調査室 通達「アルカリ骨材反応抑制対策」 ・①コンクリート中のアルカリ総量の抑制、②ASR 抑制効果のある混和材の使用あるいは混合セメントの使用、③試験により無害と判定された骨材の使用の 3 種類とし、土木構造物については①②を優先するとされる。
2003	JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」 ・附属書 2「アルカリシリカ反応抑制対策の方法」が見直され、新たな附属書では、記述の順番が「アルカリ総量を規制する抑制対策」「抑制効果のある混合セメントなどを使用する抑制対策」「安全と認められる骨材を使用する抑制対策」とされる。

と考えられている。

対策の具体的な内容としては、①アルカリ総量の規制、②抑制効果のある混合セメントなどの使用、③安全と認められる骨材の使用に大別される。

①アルカリ総量の規制

アルカリ総量の規制とは、アルカリ金属イオン量の制限による細孔溶液中のpH濃度低下などにより、アルカリシリカ反応を抑制する対策である。JIS A 5308 では、本対策を適用する場合、混和剤や流動化剤、骨材に含まれるアルカリを考慮したアルカリ総量を Na_2Oeq で 3.0kg/m^3 以下にすることとされている。

②抑制効果のある混合セメントなどの使用

JIS A 5308 で、抑制効果のある材料として挙げられているのは、高炉スラグとフライアッシュである。高炉スラグがアルカリシリカ反応を抑制する機構としては、セメント量の低減、ポゾラン反応生成物によるアルカリイオンの固定化、組織の緻密化が関係しているとされている。この方法によりアルカリシリカ反応を抑制する場合には、結合材中の高炉スラグ量が重要であり、少ない場合にはアルカリシリカ反応抑制効果が発揮されず、ある程度の量が必要とされている。JIS A 5308 では、混合セメントを使用する場合は高炉セメントB種若しくはC種を用いることとされており、B種の場合は高炉スラグの分量が40%以上でなければならないとされている。国内で主に流通している高炉セメントは高炉セメントB種であるが、JISでは混合剤の分量として30~60%と規定されているため、本方法によりアルカリシリカ反応を抑制する場合には高炉セメントB種であれば良いということではなくその分量についても注意を払う必要がある。フライアッシュがアルカリシリカ反応を抑制する要因としては、ポゾラン反応に伴う細孔溶液のpH低下によるアルカリシリカゲル生成量の抑制であるとされている。フライアッシュの分量が少ない場合では逆効果となる場合もあり、混合セメントとしてフライアッシュを使用する場合にはフライアッシュセメントB種もしくはC種を用い、フライアッシュセメントB種の場合はフライアッシュの分量が15%以上でなければならないとされている。

③安全と認められる骨材の使用

アルカリシリカ反応による有害な膨張を生じない骨材を使用することによりアルカリシリカ反応を抑制する対策である。JIS A 5308 では、骨材のアルカリシリカ反応性試験（化学法またはモルタルバー法）により判定する。化学法（JIS A 1145）は調製した骨材を $80 \pm 1^\circ\text{C}$ の 1mol/L 水酸化ナトリウム溶液中に24時間浸せきさせ、溶液中のアルカリ濃度減少量と溶解シリカ量から反応性を評価する方法である。モルタルバー法（JIS A 1146）は、セメントの全アルカリが Na_2Oeq で1.2%になるよう調整した $40 \times 40 \times 160\text{mm}$ のモルタルバーを作成し $40 \pm 2^\circ\text{C}$ 、95%R.H.以上の環境で6ヶ月間貯蔵して、その膨張率から反応性を評価する方法である。化学法とモルタルバー法を比較すると、前者がより厳しい結果を与える傾向があるとされているが、短期間で結果が得られるとの理由から、主に化学法が用いられている。

1986年6月の通達「アルカリ骨材反応暫定対策について」では、示された4種類の抑制対策に優先順位の記述はなかったが、同年10月に改訂されたJIS A 5308では無害と判定された骨材でなければならないとされ、そうでない場合は他の対策を講じるよう記述されていたことなどから、安全と認められる骨材への需要が急速に高まった。岩石学的に反応性を有する可能性のある骨材は日本全体に広く分布していることから、安全と認められる骨材の使用によるアルカリシリカ反応の抑制は骨材資源の有効利用の観点から見直されるべきとの気運が高まり、2002年の通達「アルカリ骨材反応抑制対策」では、本対策は優先順位が最も低い3番目に位置づけられ、JIS A 5308も翌年これに整合した内容に変更された。また、従前の低アルカリ型セメントの使用による対策は、アルカリ総量の規制による対策に包含された。

上記の対策の有効性は多くの実験によって検証されているが、より適切な試験法および抑制対策が必要であるとの意見もある³⁵⁾。たとえば、③に関しては化学法で無害でないとされた場合はモルタルバー法による試験で判定することとされている。しかし、全量を試験対象の骨材とするモルタルバー法ではペシマムを生じる骨材の見逃しが起こるという指摘がある。また、玉随や隠微晶質もしくは隠微晶質石英を含むいわゆる遅延膨張性骨材は、どちらの試験法でも適切に評価できないとされている。さらに、極めて反応性の高い鉱物が含まれる場合や骨材から多量のアルカリが供給される場合、外部からアルカリが供給される場合ではアルカリ総量が 3.0kg/m^3 以下であってもアルカリシリカ反応が生じた事例も報告されており³⁶⁾³⁷⁾、①についても完全な対策とはなり得ないとの指摘がある。また、23年余にわたる長期屋外暴露の結果、化学法、モルタルバー法で無害とされた骨材を用いた場合でもアルカリシリカ反応によると見られるひび割れが生じる場合があること、アルカリ量を 3.0kg/m^3 以下としても特に反応性の高い骨材では、アルカリシリカ反応によると見られるひび割れが生じる場合があることが土木研究所の試験で明らかとなっている³⁸⁾。近年では、東日本旅客鉄道が独自の基準を定めるなど、発生の防止に向けた積極的な取り組みもみられる³⁹⁾。建設時の対策に従来以上のコストを掛ければ問題となるようなアルカリシリカ反応をさらに抑制でき、維持管理段階でのコストを縮減することができると考えられるが、両者の最適解をどこに求めるかは構造物の重要性や環境などの兼ね合いもあり、今後の課題である。

以上、我が国におけるアルカリシリカ反応抑制対策を概観したが、1984年の通達における劣化構造物への遮水措置以外はアルカリシリカゲルを生じにくいコンクリートを打設するための方法と捉えることができる。これ以外のアルカリシリカ反応抑制対策としては、吸水膨張に必要な水分の無い環境を打設直後から実現することによって、アルカリシリカ反応の発生を抑制する方法も考えられる。この方法は、従来、アルカリシリカ反応を生じた既設構造物に対する対策として実施されてきたが、新設構造物でのアルカリシリカ反応抑制対策としても適用可能な場合があると考えられる。RILEM（国際材料構造試験研究機関・専門家連合）で提案されている抑制対策には、コンクリート内部への水分の侵入を制限し十分な乾燥状態を維持する方法が対策の一つとして挙げられている。さらに、亜硝酸

リチウムやプロピオン酸カルシウム等が膨張を抑制することは実験でも確認されている⁴⁰⁾⁴¹⁾が、建設段階において実構造物に適用された事例は報告されていない。

2.2.2 維持管理段階における対策

維持管理段階における対策の具体例として、コンクリート標準示方書〔維持管理編〕では表 2.2.2 に示す対策を挙げている。この表は第三者影響度や美観などの性能も対象としているが、道路構造物の安全性を対象に考えた場合は 2.1.2 で述べたように鉄筋の破断を防止できれば維持管理上大きな問題は生じないと考えられる。したがって、維持管理の具体的な目標として鉄筋を破断させないこととし、そのための方法として膨張を一定水準にとどめるとした場合には、①水分量の低下（表面保護工法、ひび割れ注入）、②構造物の拘束、そして、表 2.2.2 には挙げられていないが、③ゲルの非膨張化（亜硝酸リチウム等の圧入）の3種類が対策として考えられる。なお、コンクリート標準示方書では、用語として「表面処理」が用いられているが、本論文では「表面保護工法」を用いることとする。

表 2.2.2 補修に期待する効果と工法の例

期待する効果	工法例
ASR の進行を抑制	水処理（止水、排水処理）、ひび割れ注入、表面処理（被覆、含浸）
ASR の膨張を拘束	プレストレスの導入、巻立て（鋼板・PC・連続繊維）
劣化部を取り除く	断面修復
鋼材の腐食抑制	ひび割れ注入、ひび割れ充填、表面処理（被覆、含浸）
第三者影響度の除去	剥落防止
耐力の回復	接着（鋼板・連続繊維）、プレストレスの導入、巻立て（鋼板・PC・連続繊維）、外ケーブル、鋼材の損傷箇所の補修

(1) 表面保護工法による膨張抑制

表面保護工法によるアルカリシリカ反応の抑制は、阪神高速道路公団（当時）と日本材料学会での検討や建設省総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」など 1980 年代前半から各機関で実施されてきたが、2005 年に土木学会から「表面保護工法設計施工指針（案）」が発刊され、各種材料・工法が図 2.2.1 に示すように体系化されるとともに、性能照査の考えに基づく設計方法が示された。

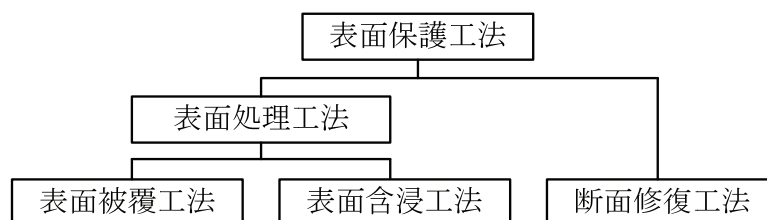


図 2.2.1 表面保護工法の分類⁴²⁾

また、同設計施工指針（案）では、材料種別毎に適用効果が整理されている。表 2.2.3 ～2.2.5 にその抜粋を示す。

表 2.2.3 アルカリシリカ反応に対する有機系被覆工法の適用効果⁴²⁾

中塗り材 の種類	標準型 エポキシ	厚膜型 エポキシ, アクリル, ビニルエステル, ポリエステル, アクリロイル	柔軟型 エポキシ, ウレタン, ふっ素	柔軟厚膜型 エポキシ, ポリウレタン, アクリルゴム, クロ ロプレンゴム, ポリブタジエン, ポリウレア
適用効果	△	△	△	△

表 2.2.4 アルカリシリカ反応に対する無機系被覆工法の適用効果⁴²⁾

	単層による塗装工法		複層による塗装工法	
	柔軟型	標準型	柔軟型	標準型
適用効果	△	適用外	△	△

表 2.2.5 アルカリシリカ反応に対する表面含浸工法の適用効果⁴²⁾

	シラン系	けい酸塩系	
		けい酸リチウム系	けい酸ナトリウム系
適用効果	○	○	△

表2.2.3～2.2.5においてアルカリシリカ反応への適用効果として「○」評価となっているのが、シラン系とけい酸塩系の表面含浸工法である。シラン系表面含浸材は浸透性吸水防止材とも呼ばれ、主成分はアルキルアルコキシランあるいはオリゴマーまたはこれらの混合物である。これを、水または有機溶剤で希釈したものが多いが、近年では80%を超える高濃度の材料も製品化されている。

図2.2.2に示すように、シラン系表面含浸材は主成分であるシランモノマーやシランオリゴマーが加水分解し、コンクリート表面や細孔表面の水酸基と化学的に結合することにより分子レベルで疎水層が形成されることにより性能を発揮する。また、図2.2.2に示す共有結合だけでなく、アルコキシ基の基体表面への吸着、水素結合の形成による効果もある⁴³⁾とされている。その一方で、細孔を充填することは無いため、水蒸気透過性が大きく低下することは無い。このため、コンクリート構造物の外観を損なうことなく、防水性や水蒸気透過性が発揮される。また、塩化物イオンの移動媒体となる水の浸透を抑制することから塩化物イオンの浸透抑制効果もあるとされている。さらに、最近では細孔を充填させることにより水蒸気透過性よりも中性化抵抗性を重視するなど、目的に応じて様々な性能を有するシラン系表面含浸材も開発されており、補修だけでなく建設時に施工される事例も増えている。

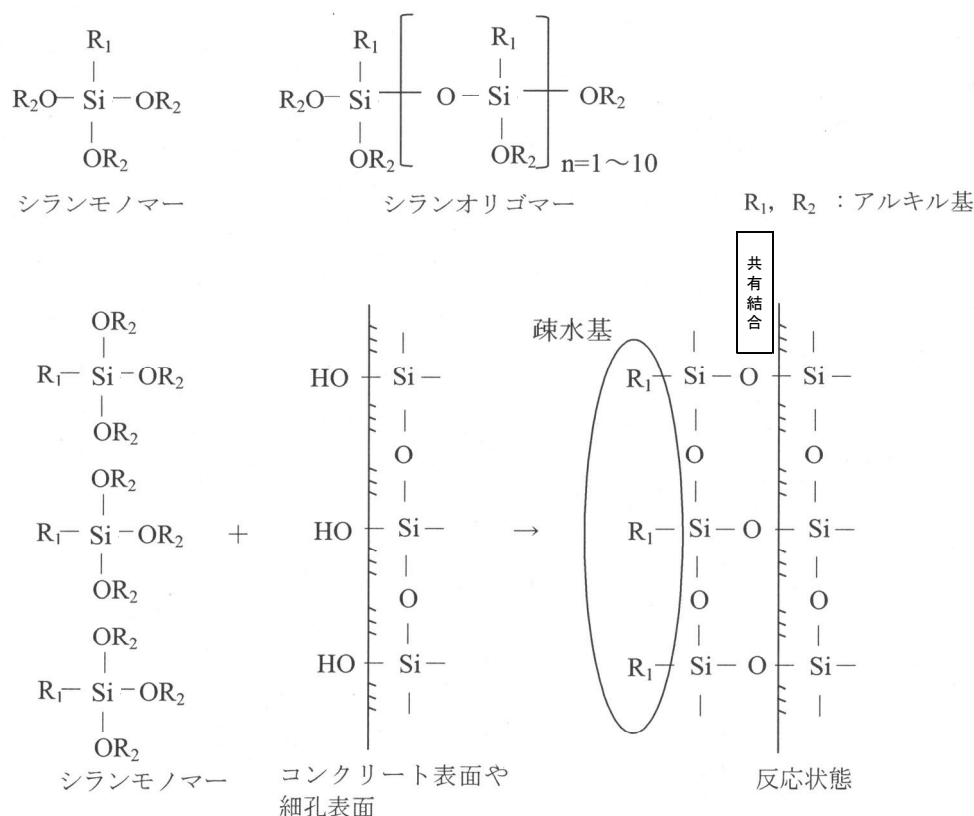


図 2.2.2 アルキルアルコキシシランモノマー
およびオリゴマーの構造式と反応⁴⁴⁾から作成

阪神高速道路では、1989 年に制定した「コンクリート構造物の表面保護工便覧（案）・同解説」において、F 種と称してアルカリシリカ反応を生じた構造物用の表面保護工法の性能および仕様を定めた。F 種に求められる重要な性能として非吸水性と透湿性が挙げられるが、ここでは、土木学会「表面保護工法設計施工指針（案）」に習い、前者を防水性（遮水性）、後者を水蒸気透過性（透湿性）と呼ぶこととする。「コンクリート構造物の表面保護工便覧（案）・同解説」での F 種は、水蒸気透過性（透湿性）を重視した撥水系と、防水性（遮水性）を重視した防水系の 2 種類が規定され（表 2.2.6 参照）、撥水系の例としてはシラン系の表面含浸材とポリマーセメントモルタルを組み合わせた仕様が、防水系の例としては中塗に柔軟型エポキシ樹脂、柔軟型ポリウレタン樹脂、ポリブタジエン樹脂等を用いたものが示された。表面保護工法としては防水性と水蒸気透過性を高い水準で満たすことが理想的であるが、実際の仕様としては防水性を重視した防水系、水蒸気透過性を重視した撥水系を水分の供給環境に応じて使い分けるとの考えで上記性能および仕様の例が規定された。

また、A 種はコンクリートの素地の質感を生かした仕様で、シラン系表面含浸材を想定したはっ水系（含浸）は予防保全を主たる目的としているが、アルカリシリカ反応対策の応急措置として用いても良いとされていた。また F 種とは異なり、中塗、上塗がないため、その後の維持管理が容易であるとの特徴を有する。

表 2.2.6 コンクリート構造物の表面保護工便覧（案）・同解説で規定された品質基準

工 法 仕 様	予防保全		中防食			高耐久	耐汚染	A A R		景 観
	A種		B種	C種		D種	E種	F種		G種
	発水系 (含浸)	セメン ト系		下 面	垂直面			発水系 (塗膜)	防水系	
耐アルカリ性	良	良	良	良	良	良	良	良	良	良
一 体 性		良	良	優	優	良	良	可	可	良
非 吸 水 性	可	可	良	良	良	優	良	可	優	良
透 湿 性	優							良	可	
C1 ⁻ 遮断性	(可)	可	良	良	良	優(良)				
O ₂ 遮断性			良	良	良	優				
ひびわれ追従性			可 両引き	可 曲げ	可 曲げ	可 曲げ		優 両引き	優 両引き	
耐 候 性	良	良	良	良	良	優	優	良	良	優

注) コンクリート片の落下防止の観点から、C仕様において下面はガラスクロス2層、垂直面は1層を使用することを原則とする。

シラン系の表面含浸材をはじめ、多くの表面保護工法は供試体実験などでは優れた結果を示しているが、2013年制定のコンクリート標準示方書 [維持管理編] では、アルカリシリカ反応を進行させるのに十分な水分が構造物内部に存在する場合には劣化を停止することは困難であるとし、また、遮水性に期待する表面被覆材についても適用を誤ると構造物内部に水分を閉じ込めるおそれがあるとしている。さらに、国土交通省が2008年に定めた「アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン（案）」⁴⁵⁾では、再劣化や目視観察が困難になることを理由に十分な補修効果が得られる見込みのある場合にのみ行うとするなど、防水系の適用については否定的な内容となっており、構造物の撤去・再構築などの抜本的対策にも言及している。

このように、アルカリシリカ反応の抑制を目的とした表面保護工法の膨張抑制効果に関する定量的な評価が確立されておらず、このことが合理的な維持管理を困難にしている要因の一つと言える。これに関してはコンクリート標準示方書 [維持管理編]の改訂に当たっても「補修の効果等についてより定量的に評価する方法や、補修方法の選定手法を示すことが望ましいとの提案もあったが、今回の改訂では成案を得るに至らず、課題として残された」⁴⁶⁾とされている。従来行われてきた表面保護工法の性能のみに着目した評価だけでなく、劣化した構造物との組み合わせで効果が評価されるべきであり、今後の課題と言える。

また、アルカリシリカ反応の抑制を目的とした表面保護工法に求められる重要な性能として、ひびわれ追従性が挙げられる。ひびわれ追従性は、補修後に膨張が継続した場合でも所定の性能を担保する目的で規定されたものであり、膨張抑制の観点からは重要な性能であるとともに、美観の保持にも貢献する。その反面、劣化進行の重要な指標である補修

後に発生あるいは進展したひび割れを隠すため、維持管理上誤った判断を招く場合もあり、本来は構造物の表面ひずみやひび割れなどの外観劣化のモニタリングを併用する必要がある。透明性を持った材料の開発やコンタクトゲージによる2点間距離の測定などが行われているが、より簡便、確実な方法の実現など解決すべき課題が残されている。

(2) 構造物の拘束による膨張抑制

アルカリシリカ反応による劣化が顕著な一部の構造物では、PC鋼材巻立てや鋼板、炭素繊維シートによる補強が適用されている。主目的は安全性の向上、すなわち、鉄筋破断やそれに伴う拘束の解放がもたらすコンクリートの力学的性能の低下を補うものであると考えられるが、補強の方法によっては拘束による膨張の抑制が期待できる。能登有料道路では橋脚の梁、柱、フーチングでの鉄筋破断が確認されており、RC巻立て工法、PC鋼材巻立て工法などが適用されている⁴⁷⁾⁴⁸⁾。耐震性能の向上や耐荷性能の確保と共に、膨張の拘束、抑制がその目的として挙げられている。阪神高速では1994年にRC橋脚を鋼板で補強する工事が実施されている。この工事は鉄筋破断の発見前であり、安全性に大きな懸念が生じたために実施されたものではないが、鋼板を梁・柱部全面にアンカーで固定し隙間に樹脂を注入する工法、すなわち鋼板接着工法が適用されている⁴⁹⁾。梁部にはPC鋼棒を貫通させているが、膨張の拘束を主目的としたものではなく、終局時における鋼板と橋脚梁部の一体性確保が目的である。また、PC梁橋脚には炭素繊維シート補強が適用された事例が報告されている⁵⁰⁾が、補強材の設計はせん断補強鉄筋の破断に対する補強であり、膨張の拘束は副次的なものである。以上のように、鋼板、PC鋼材、炭素繊維シートなどによる補強は内部の鋼材が損傷した際の補強と言う目的以外にも、膨張拘束効果を有していることから有力な対策の一つとなり得ると考えられるが、アルカリシリカ反応による膨張予測の困難性や費用の観点からすると積極的な採用に課題が残る。

(3) 亜硝酸リチウム等の内部圧入による膨張抑制

亜硝酸リチウムを用いた補修工法として現在実用化されているものには、塗布含浸工法、ひび割れ注入工法および内部圧入工法の3種類があるが、コンクリート構造物内部への浸透を勘案すると内部圧入工法の信頼性が最も高いとされている⁵¹⁾⁵²⁾。この方法はゲルを非膨張化するため水分供給環境でも膨張抑制が期待できるという特徴を有する⁵³⁾が、構造物全体に亜硝酸リチウムを行き渡らせるために多数のコア穿孔と圧入を必要とするため、やはり、費用面での課題が積極的な採用を妨げていると考えられる。

(4) 維持管理において必要な技術の開発

① 鉄筋破断検出技術

これまで述べてきたように破断鉄筋の有無は構造物の安全性低下に大きく影響することから、これを検出する技術は重要である。曲げ加工部の数から考えると、かぶりコンクリートを除去して直接目視することは現実的ではないため、非破壊検査によって破断の有無を確認する技術の確立が望まれている。葛目ら⁵⁴⁾は励磁コイルによって発生させた交流磁束の変化を検出コイルの電圧変化として捉え、この波形を解析することによって鉄筋破断

の有無を評価する方法（電磁誘導法）を試みている。また、鉄筋破断が生じると顕著なひび割れが構造物内部へ進展するケースが多いことから、この部分のコンクリートに超音波を透過させて間接的に鉄筋判断を検出しようとする試みも行っている。また、廣瀬⁵⁵⁾⁵⁶⁾らは鉄筋に着磁した後に磁束密度を測定し、破断部から発生する漏洩磁束の有無を捉えることによって破断を検出する方法（漏洩磁束法）を用いた装置の開発を行っている。さらに、李ら⁵⁷⁾⁵⁸⁾はコンクリート表面から非接触で入力したパルス状の電磁力で内部の鉄筋に振動を付与し、これにより発生した弾性波をコンクリート表面に設置した振動センサで受信することにより、その波形特性から鉄筋破断の有無を判断する方法（電磁パルス法）について研究を行っている。このように、鉄筋破断を非破壊的に検知する技術は複数の方法が試みられ、一部は現場への適用が進められている。実際の構造物ではセンサの設置や走査に制約を受ける場合、複数の鉄筋が存在するために適用が困難な場合等もあり、全ての箇所を検査することは不可能な場合もあるが、適用範囲のさらなる拡大が望まれる技術である。

② 劣化予測技術

アルカリシリカ反応によるコンクリートの膨張予測は、コンクリートの力学的性能の予測、鉄筋破断の予測等の指標となるものであり、合理的な維持管理には欠かせない要素である。JCI-DD2 に関する課題については 2.1.2 で既に述べたが、劣化予測という観点から再度触れる。JCI-DD2 は、図 2.2.3 に示すように、コンクリートの性質が同じであれば全膨張量は一定であるとの仮定に基づき、この値から現在の膨張率（解放膨張率）を差し引くことによって今後の膨張率（残存膨張率）を求め、現在の劣化度や今後の劣化度推定を目的としたものである。しかし、高田ら⁶⁰⁾が反応性骨材を用いて実施した実験結果によれば、図 2.2.4 に示すように残存膨張率と解放膨張率は正の相関があるとの結果が得られており、全膨張率一定則は保たれていない。

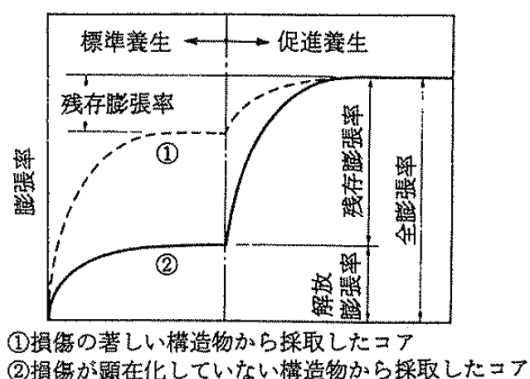


図 2.2.3 損傷程度による膨張率の相違⁵⁹⁾

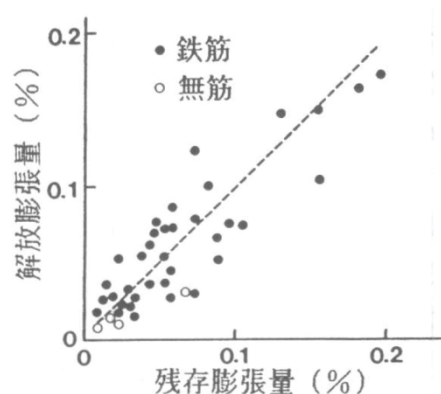


図 2.2.4 コアの解放膨張量と残存膨張量の関係（構造物）⁶⁰⁾

また、コアの最終膨張率は、養生条件によっても異なることから、その絶対値の持つ意味に対する疑念が示されているのは 2.1.2 で既に述べたところである。さらに、アルカリシリカ反応による膨張が拘束の影響を受けることは前述の通りであり、実構造物から採取したコアは採取場所によって拘束条件が異なることを考慮すると、JCI-DD2 によって得ら

れる膨張率の値をどのように捉えるかは、種々の課題を含んでいる。他にもいくつかの促進膨張試験が規格化されているが、現状および将来の膨張性状の評価を目的とする限りにおいてJCI-DD2と同様の課題から逃れられない。そもそも、試験で規定する促進環境と構造物の環境とは同一でないという根本的な違いがあるため、促進膨張試験結果から将来の膨張率を予測することは困難であり、あくまでも参考値としての取り扱いの域を出ない。しかし、JCI-DD2にはデータの蓄積があり、条件付きではあるが相対的な比較のための指標としては活用できると考えられる。

2.2.3 アルカリシリカ反応を生じた構造物の維持管理方法

2013年制定のコンクリート標準示方書[維持管理編]ではアルカリシリカ反応に関して、「反応性を有する骨材が使われていても、アルカリ量が多くても、実際に膨張するかどうかはわからない」、「将来ASRによる変状が生じる構造物や部材を高い精度で予測できた場合でも、構造物の状態を潜伏期のままでとどめる対策が確立されていない」、「将来的にASRにより劣化が生じるおそれがあるという理由で対策を行うには不確実な点が多い」、「現状ではASRによる劣化の進行を確実に抑制できるような補修技術は確立されていない」などとされている。また、合理的な維持管理の実現には将来の性能予測が不可欠となるが、これについても現状の予測水準では「定量的に予測することは困難である」としている。このような考え方の一部には議論の余地があると考えられるが、いずれにしても、合理的な維持管理に向けて解決すべき課題は多いと言える。

しかし、実際の維持管理においては、構造物の状態を判断し、予測し、どのような対策を行うかを決定する必要がある。その手順の全部または一部を定めた最初の要領として、1985年の阪神高速道路公団（当時）で制定された「アルカリ骨材反応に対するコンクリート構造物の維持管理指針（暫定案）」が挙げられる。2007年には鉄筋破断に対応した内容に改訂されているが、筆者はその検討に関与したことから、内容については次章で述べる。また、2003年には国土交通省において「道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領（案）」が、さらに2008年には同じく国土交通省から「アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台軀対に関する補修・補強ガイドライン（案）」が定められた。阪神高速、国土交通省、両者の要領は対象とする構造物の範囲も違うことから同一に比較できないが、前者は道路橋の橋脚に限定したものであるため外観劣化の判断基準などにおいて具体的な内容を含んでいる。一方、後者はより広範な構造物を対象としていることから外観劣化の判断などでは定性的な表現もある一方で、構造物の安全性に関する評価などにおいては詳細な判断基準を示すなどの特徴を有する。いずれも、アルカリシリカ反応に対する現段階での知見の集大成であり、その知見が広く共有されることは意義深い。しかし、考え方の整理や定性的な判断に止まっている部分も多く、さらなる充実が望まれる。

2.3 まとめ

本章では既往の研究として、アルカリシリカ反応のメカニズムから維持管理上の課題までを概観した。以下に、本論文の目的とする合理的維持管理を難しくしている要因をまとめるとともに、本論文で取り組む課題を整理する。

(1) 複雑かつ多様な劣化

アルカリシリカ反応の劣化過程は、配合や構造、環境等の影響を複雑に受けるため、劣化進行過程を一つに定めることができず、劣化過程の区分や劣化予測を行うことが難しい。本来は各々の構造物に応じた対策が望まれるが、実務においてこれを行うには予算、体制等さまざまな課題がある。そのため、画一的な対応になりがちであり、これが、構造物によっては過大、あるいは、過小な対策となる場合があるなど、アルカリシリカ反応を生じた構造物の維持管理を難しくしている大きな要因となっている。

(2) 構造物内部における劣化進行

アルカリシリカ反応の劣化は同一の構造物であっても、時間的、空間的なばらつきが大きい。気中にあるコンクリート構造物の場合、一般的には、構造物表面付近よりも内部の方がアルカリシリカ反応を生じやすい。これは、表面付近は中性化、アルカリの漏出、アルカリシリカゲルの膨張に必要な水分が大気中に蒸散することによる。したがって、構造物内部の状況を把握することが重要となるが、構造物内部のコンクリートの劣化状況や鉄筋破断の有無を把握することは難しく、構造物の安全性など種々の評価を困難にしている。

(3) 膨張を止めることの困難性

現状では、一度始まった構造物の膨張を効果的に抑止できる方法は、外部からの拘束を除けば、リチウムイオンの内部圧入のみであるが、この方法は圧入のためのコアを多数施工する必要がある等の理由で費用が嵩み、その普及を妨げる要因になっている。ゲルの膨張に必要な水分を低減する、あるいは、増加させない方法として表面保護工法が用いられる場合も多いが、あらゆる種類の構造物に対して十分な膨張抑止効果を発揮するものではない。

(4) コンクリートと鉄筋の性能低下

アルカリシリカ反応を生じると、拘束が無い状態ではコンクリートの圧縮強度や静弾性係数などの力学的特性値が低下する。さらに、コンクリートの膨張に起因する力によって曲げ加工部や圧接部などで鉄筋が破断する場合がある。塩害や中性化は鉄筋の断面減少による力学的性能の低下が安全性能低下の主たる要因となるが、アルカリシリカ反応は鉄筋破断とそれに伴う拘束の解放によるコンクリートの力学的性能の低下が同時に発生する、すなわち、他の劣化機構に比して安全性能の低下が急激に起こる場合が想定される劣化である。コンクリートの力学的性能の低下や鉄筋破断が部材の安全性に与える影響については種々の実験によって明らかにされつつあるが、鉄筋破断の多寡や膨張率の大小など影響を与える要因が多数あることから実構造物への適用には課題がある。

(5) 困難な性能予測

鉄筋破断が無くコンクリートの膨張圧が鋼材によって拘束されている状態では、一般的には構造物の安全性能はほとんど低下しないが、鉄筋破断が生じると安全性能の低下が生じる。鉄筋破断が多数発生すると、看過できない安全性能の低下が生じる可能性があるため、合理的な維持管理の実現には鉄筋破断の予測技術が不可欠となる。しかし、破断を生じるかどうかは膨張圧だけでなく鉄筋の材質や節の形状、曲げ半径などの影響を受けるため構造上重要な曲げ加工部でこれを調べる必要があるが、現在の技術では不可能である。さらに、一度、内部に水分が供給され始めると図 2.2.5 に示すような劣化促進の循環が生じ、劣化速度が速まることも考えられるなどの課題も存在する。

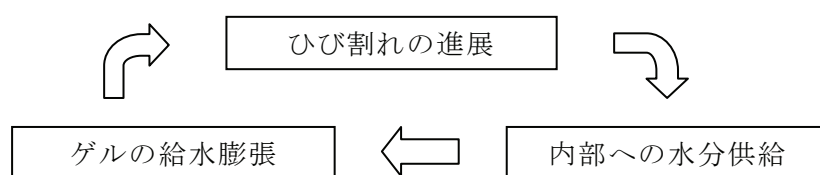


図 2.2.5 劣化促進メカニズム

以上のように、アルカリシリカ反応を生じた構造物の維持管理には他の劣化機構では見られない困難性を伴う場合が多く、さらなる知見の蓄積と技術の向上が求められる。一方で、維持管理の現場においては既にアルカリシリカ反応による劣化を生じた構造物に対して診断と適切な対策を実施する必要があり、現有の技術を活用した現実的な対応をどのように執るのが課題となる。

(6) 本論文が取り組む課題

上記の如く、アルカリシリカ反応を生じた構造物の合理的な維持管理を実現するためには解決すべき多くの課題が残されている。そこで本論文では、表面保護工法による対策を実施するも数年後に「再劣化」を生じ、再び表面保護工法を施工する過程で鉄筋破断に至った現状を踏まえ、現在の表面保護工法を中心とした観察的維持管理を総括するとともに、今後の合理的な維持管理のためのシナリオを描くことを目的として以下の課題に取り組み、以て合理的な維持管理のための提言をまとめることを試みる。

- ① マクロ分析をとおして阪神高速道路における劣化の全体像を明らかにするとともに、個々の構造物における詳細な劣化の実態を明らかにすることにより、今後起こり得る劣化を考える。また、各種点検項目の有効性について検討する（第3章）。
- ② 主たる対策である表面保護工法について、供試体実験における優れた膨張抑止効果と実構造物における「再劣化」の差違を明らかにし、実構造物への適切な適用について検討する（第4章）。
- ③ 供試体実験において優れた膨張抑止効果を示したシラン系表面含浸材について、含浸性状と膨張抑制効果の関係を明らかにするとともに、現場での施工確認を念頭に置いた含浸性状の評価方法について検討する（第5章）。

第2章の参考文献

- 1) 2013 年制定コンクリート標準示方書[維持管理編], pp.213-231, 土木学会, 2013.12
- 2) 作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断研究委員会報告書, pp.2-3, 日本コンクリート工学協会, 2008.9
- 3) 山田一夫: 収らないアルカリ骨材反応何が足りないのか?[前編], pp.40-49, セメント・コンクリート, No.785, 2012.7
- 4) 作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断研究委員会報告書, pp.2-3, 日本コンクリート工学協会, 2008.9
- 5) 建設省総合技術開発プロジェクトコンクリートの耐久性向上技術の開発報告書, 土木技術センター, 1989
- 6) Sidney Diamond, R. S. Barneyback, Jr., L. T. Struble : On the Physics and Chemistry of Alkali-Silica Reactions, S252/22, Proceedings of the Alkali-Aggregate Reactions in Concrete, 1981.3
- 7) 岸谷孝一ほか: アルカリ骨材反応, pp.42-75, 技報堂出版, 1986
- 8) 小林一輔ほか: アルカリ骨材反応の診断, pp.4-5, 森北出版, 1991
- 9) D. Lenzner, U. Ludwig : Alkali-Aggregate Reaction with Opaline Sandstone from Schleswig-Holstein, Proceedings of the 4th International Conference on the Effects of Alkalies in Cement and Concrete, 1978.3
- 10) 中野錦一, 小林茂広, 中上明久, 橋田隆, 石橋秀樹: モルタルバーの膨張量におよぼすアルカリ量および養生条件の影響, pp.12-18, 大阪セメント技法 53, 1986
- 11) 黒田保, 井上正一, 吉野公, 西林新蔵: ASR膨張に与える保存温度の影響, pp.95-102, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集第4巻, 2004.10
- 12) コンクリート構造物のアルカリ骨材反応, pp.25-29, 中部セメントコンクリート研究会編, 1990.11
- 13) 王鉄成, 西林新蔵, 中野錦一, 吉野公: ASRによるコンクリートの膨張に及ぼすアルカリ量の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.1, pp.1067-1072, 1994
- 14) 中島俊和, 久保善司, 鳥居和之: ASR膨張がコンクリート構造物の鉄筋破断に与える影響, コンクリート工学年次論文報告集, vol.25, No.1, 2003
- 15) 例えば, 松本茂, 葛目和宏, 南敏和, 宮川豊章: アルカリ骨材反応を生じた構造物中の鉄筋破断に関する実験的検討, pp.117-118, 土木学会第58回年次学術講演会講演概要集, 2003.9
- 16) 佐々木一則: アルカリ骨材反応を生じた鉄筋コンクリート構造物の鉄筋破断原因究明と維持管理方法に関する研究, 京都大学大学院学位論文, pp.68-81, 2011.9
- 17) アルカリ骨材反応調査研究委員会報告書, 日本コンクリート工学協会 アルカリ骨材反応調査研究委員会, 1989.7
- 18) 川村満紀: 現場技術者のためのASR対策ノート, p.42, 2010
- 19) 例えば黒田保: アルカリシリカ反応を生じたコンクリート構造物の診断, pp.61-65, コンクリート工学, Vol.48, No.5, 2010.5
- 20) アルカリ骨材反応対策小委員会報告書: pp.II 81-83, 土木学会, 2005.8
- 21) Clark L.A. : Critical review of the structural implications of the alkali silica reaction in concrete, Transport and Road Research Laboratory, Contractor Report169, 1989
- 22) 富田穰, 幸左賢二, 中野錦一, 中上明久: コア採取法によるASR変状構造物診断の基礎的研究, セメント技術年報, 42, 1988
- 23) 鈴木宏信, 小林茂広, 中野錦一: 反応性骨材を用いたコンクリートの膨張のおよぼす養生条件および供試体形状の影響, pp.395-398, セメント技術年報, 41, 1987
- 24) 独立行政法人土木研究所, 日本構造物診断技術協会編著: 非破壊試験を用いた土木コ

-
- ンクリート構造物の健全度診断マニュアル, pp.117-119, 2003
- 25) 河野広隆：コンクリート構造物のアルカリ骨材反応劣化進行と維持管理のあり方に関する研究, 京都大学大学院学位論文, pp.68-81, 2002.12
 - 26) 小林和夫：アルカリ骨材反応を生じた部材や構造物の耐荷重性能-梁部材-, pp.70-78, コンクリート工学, Vol.24, No.11, 1986.11
 - 27) 小林茂敏, 森濱和正：アルカリ骨材反応を生じた部材や構造物の耐荷重性能-柱部材-, pp.64-69, コンクリート工学, Vol.24, No.11, 1986.11
 - 28) 前川宏一, 中村光, 佐藤靖彦, Kukrit Toongoenthong：せん断補強筋の定着不良がRCはりのせん断耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.343-348, 2004
 - 29) 阿部仁, 斉藤成彦, 檜貝勇：鉄筋の定着不良を有するRC梁のせん断破壊性状の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.337-342, 2005
 - 30) 三方康弘, 前田真吾, 瀬戸馨, 宮川豊章：せん断補強筋の定着不良がPC梁部材の曲げせん断耐荷特性に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.973-978, 2004
 - 31) 高橋勇希, 澤井健二, 三方康弘, 井上晋：ASRによるせん断補強鉄筋の破断がRCはり部材のせん断耐荷特性に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.969-974, 2008
 - 32) プレストレスト・コンクリート建設業協会 ASR対策委員会報告書：pp.106-110, プレストレスト・コンクリート建設業協会, 2009.3
 - 33) 富山潤, 山田一夫, 金田一男, 伊良波繁雄, 大城武：ASR劣化したプレテンションPC桁の岩石学的検討に基づくASR診断および耐荷性能の評価, 土木学会論文集E2 (材料・コンクリート構造), Vol.67, No.4, pp.578-595, 2011
 - 34) 小柳洽, 内田裕市, 岩永武士, 浅野幸男：低鉄筋比のRC部材におけるASRの膨張拘束に関する研究, セメント・コンクリート論文集, No.52, pp.786-791, 1998
 - 35) 例えば川端雄一郎, 山田一夫, 古賀裕久, 久保善司：アルカリシリカ反応を生じた構造物の診断に対する技術者の意識調査-ASR診断の現状とあるべき姿研究委員会の活動-, pp.593-600, コンクリート工学, Vol.50, No.7, 2012.7
 - 36) 林建佑, 山田一夫, 河野克哉, 大庭光商：プレストレストコンクリート橋で生じたASRの劣化診断, pp.195-196, 第64回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, 2009.9
 - 37) 尾花祥隆, 鳥居和之：プレストレストコンクリート・プレキャストコンクリート部材におけるASR劣化の事例検証, pp.1065-1070, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, コンクリート工学協会, 2008
 - 38) 土木研究所 材料資源研究グループ新材料チーム, 基礎材料チーム：骨材のアルカリシリカ反応性に関する長期屋外暴露試験結果, 土木研究所資料第4281号, 2014.3
 - 39) JR東日本における混和材使用の現状と課題, コンクリート工学, Vol.52, No.5, 2014.5
 - 40) 江良和徳：リチウムイオン内部圧入によるASR抑制効果に関する研究, 京都大学大学院学位論文, pp.46-48, 2010.3
 - 41) 岩月栄治, 多賀玄治, 森野奎二：プロピオン酸カルシウムのASR抑制効果に関する基礎的研究, pp.318-323, Cement Science and Concrete Technology, No.61, 2007
 - 42) 表面保護工法 設計施工指針 (案), pp.1-54, 土木学会, 2005.4
 - 43) 伊藤邦雄編：シリコンハンドブック, pp.57-63, 日刊工業新聞社, 1990.8
 - 44) 表面保護工法 設計施工指針 (案) [工種別マニュアル編], pp.147-149, 土木学会, 2005.4
 - 45) アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン (案), pp.38-40, 国土交通省, 2008.3
 - 46) 2013年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編] 改訂資料 維持管理編・ダムコンクリー
-

- ト編, pp.60-61, 土木学会, 2013.10
- 47) 鳥居和之, 宮村雅之, 湊俊彦, 西川元気: 能登有料道路の基礎構造物のASR劣化とその対策, pp.27-33, コンクリート工学, Vol.46, No.4, 2008.4
- 48) 石川浩司, 奥田由法, 和佐田真悟, 鳥居和之: ASRにより劣化したコンクリート橋脚の対策事例, pp.55-60, コンクリート工学, Vol.46, No.1, 2008.1
- 49) 上田芳夫, 山口良弘, 足立幸郎: ASR損傷橋脚の補強事例, 技報, 第14号, pp.57-64, 阪神高速道路公団, 1995
- 50) 安藤貴士, 松本茂, 佐々木一則: アルカリ骨材反応による劣化を生じた橋脚の調査・補修事例, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第4巻, pp.75-80, 2004.10
- 51) 松本茂, 江良和徳: コンクリート構造物のASR抑制技術, pp.91-94, 橋梁と基礎, 2010.8
- 52) 江良和徳, 得納武使, 峯松昇司, 宮川豊章: リチウムイオン内部圧入工を施工した構造物の長期耐久性について, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第10巻, pp.167-172, 2010.10
- 53) 江良和徳, 三原孝文, 山本貴士, 宮川豊章: リチウムイオンによるASR膨張抑制効果に関する一考察, 材料, Vol.58, No.8, PP.697-702, 2009.9
- 54) 葛目和宏, 森雅司, 松本茂: アルカリ骨材反応を生じた構造物に適用する非破壊検査, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第2巻, pp.171-178, 2002.10
- 55) 松田耕作, 廣瀬誠, 前田龍己, 横田優: 新しい鉄筋破断非破壊診断手法の開発, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第6巻, pp.425-430, 2006.10
- 56) 広澤広基, 廣瀬誠, 服部篤史, 河野広隆, 宮川豊章: 片面からの磁気法を用いた鉄筋破断非破壊診断手法, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第10巻, pp.135-140, 2010.10
- 57) 李興洙, 鎌田敏郎, 内田慎哉, 新名勉, 久利良夫: 電磁パルス法によるフープ筋曲げ加工部の鉄筋破断の検出方法に関する基礎研究, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第11巻, pp.291-298, 2011.10
- 58) 平野正大, 内田慎哉, 鎌田敏郎, 李興洙, 飛ヶ谷明人: 電磁パルス法によるコンクリート中の鉄筋破断の評価指標に関する研究, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第13巻, pp.203-208, 2013.11
- 59) JCI-DD2 アルカリ骨材反応を生じたコンクリート構造物のコア資料による膨張率の測定方法(案), 耐久性診断研究委員会報告書, JCI基準集, 2004
- 60) 高田潤, 立松英信, 立屋敷久志, 今泉裕隆: コア膨張特性と構造物の劣化予測, コンクリート工学年次論文報告集, 12-1, 1990

第3章 アルカリシリカ反応による道路橋橋脚の劣化と対策の効果

3.1 阪神高速における劣化の概要

3.1.1 これまでの維持管理の概要

阪神高速道路では1985年に「アルカリ骨材反応に対するコンクリート構造物の管理指針（暫定案）」を制定し、アルカリシリカ反応による劣化を生じた構造物の維持管理を継続してきた。図3.1.1にそのフローを示す。「アルカリ骨材反応構造物」の判定は、①ゲルの確認+1,000 μ 以上の全膨張ひずみ、または、②ゲルの確認+100m以上のひび割れ延長のどちらかの条件を満たすこととしていた。部材や構造物の安全性能上の懸念はないものの、アルカリシリカ反応による劣化がある程度進行した状態で、「アルカリ骨材反応構造物」と判断する基準であると言える。

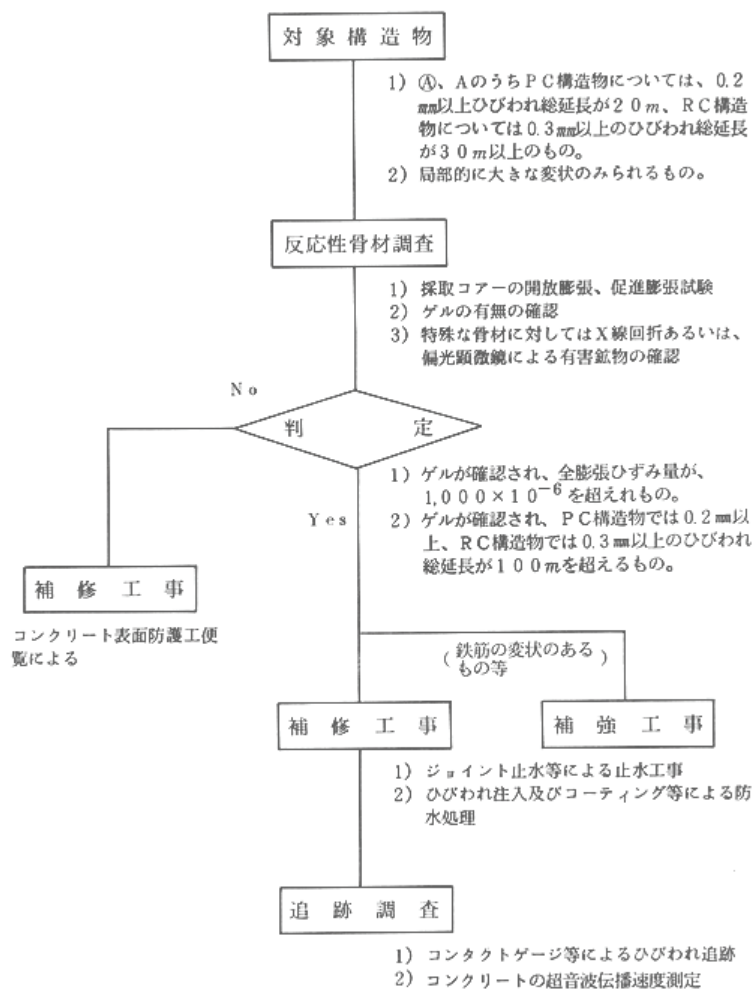


図3.1.1 構造物のアルカリ骨材反応調査フロー¹⁾

1990年代に入り、このような「アルカリ骨材反応構造物」の判定に加えて、「疑いあり」と称する分類が検討されるようになった。これは、上記の①または②の条件を満たすまでには至らないが、「アルカリ骨材反応構造物」になり得る構造物を対象としたもので、③ゲルの確認+60m以上のひび割れ、または、④反応性骨材の使用を条件としたものであった。

その後、2000年代に入り、鉄筋破断を前提とした維持管理手法の先駆けとして、図3.1.2に示すフローでの維持管理へ移行した。構造物の安全性能上問題となる鉄筋破断に関する非破壊調査手法が確立されていなかったため、外観上の劣化から鉄筋破断の可能性を4段階で評価する方法を試行した。グレーディングに当たっては、直前にかぶりコンクリートを除去して実施した鉄筋調査の結果も踏まえ、ひび割れ幅だけの評価ではなく、ひび割れの発生部位なども判断要素として盛り込んだ。そして、グレーディングの上位に分類された橋脚は補強を優先し、どこまでを補強の対象とするかは、サンプリング調査や補強時の鉄筋調査によって外観上の劣化と鉄筋破断との関係についての知見を連携させ、随時判断することとした。

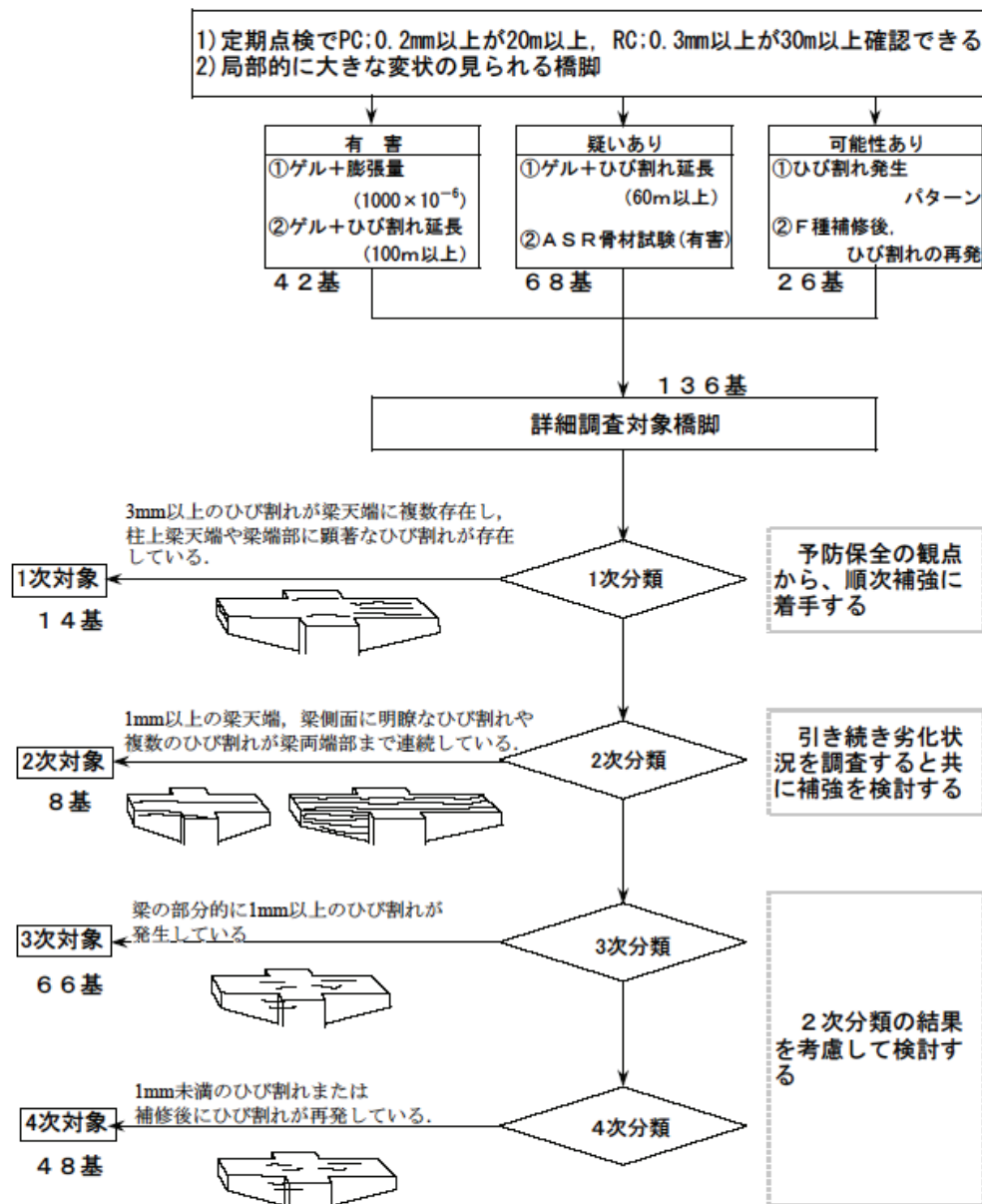


図3.1.2 鉄筋破断を前提とした維持管理のための分類

また、この時に、新たに「可能性有り」として、⑤ひび割れ発生パターン、⑥補修後の再劣化が追加されるとともに、ひび割れなどの外観上の劣化から内部の鉄筋破断を想定した分類を行い、136 橋脚が整理された。④～⑥の条件は①～③とは異なり、アルカリシリカ反応による劣化である可能性が高いものの、ゲルによる確認をしていない点で注意を要する。現在の外観劣化度分類はこの時の分類方法を概ね踏襲しているが、分類の考え方としては鉄筋破断の可能性を念頭に置いたもので、直前に実施した鉄筋調査の結果も反映した内容としたことは前述の通りである。

その後、2007 年には上記の方針を概ね踏襲する形で、「ASR構造物の維持管理マニュアル」が制定された（図 3.1.3 参照）。

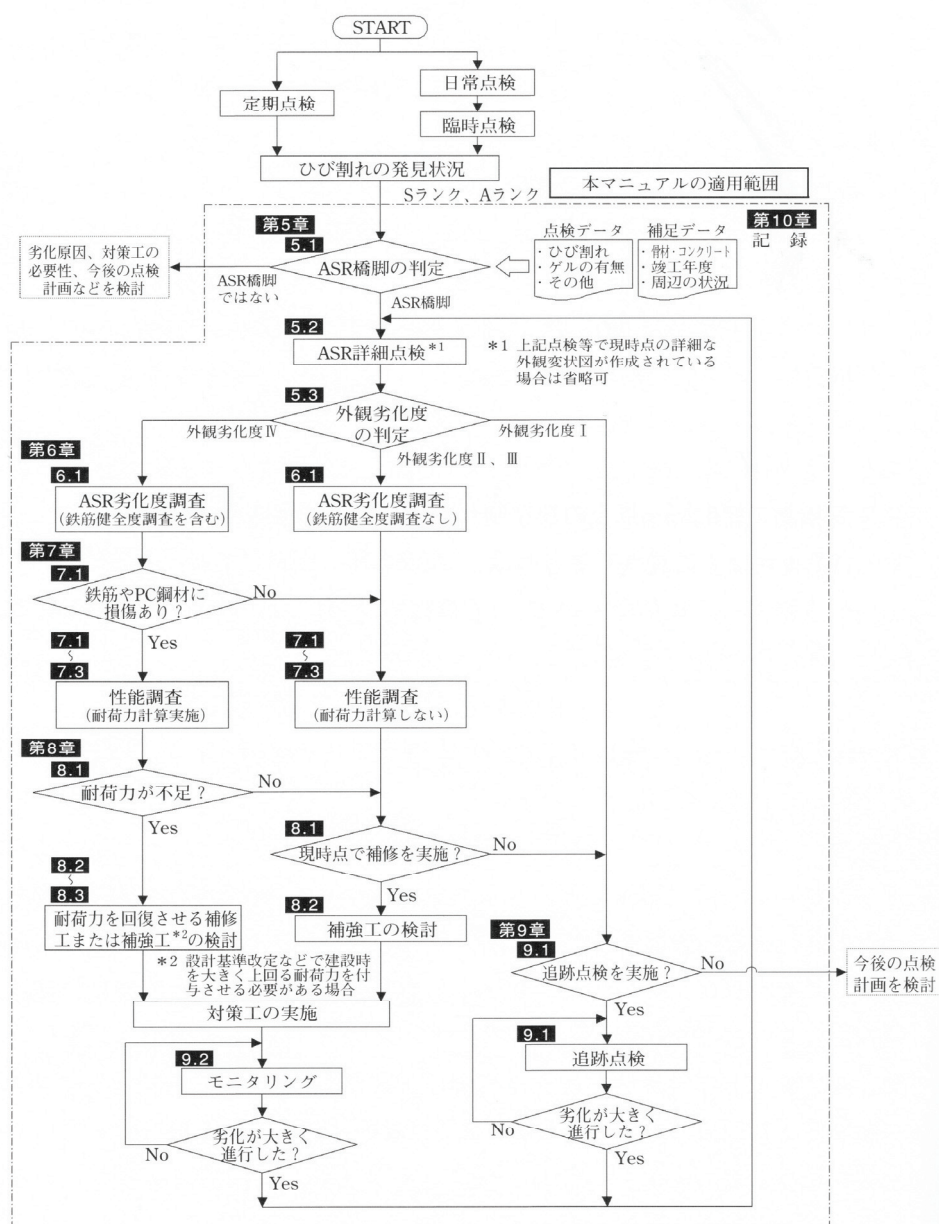


図 3.1.3 ASRの橋脚の維持管理フローと外観劣化度の定義²⁾

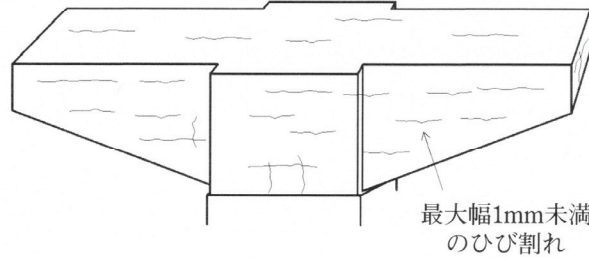
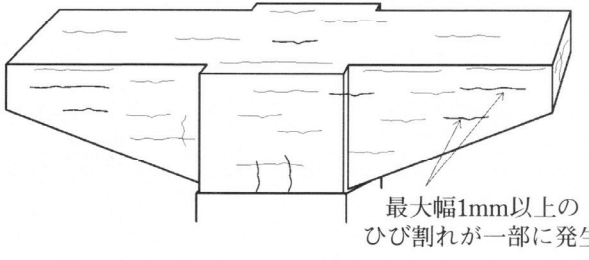
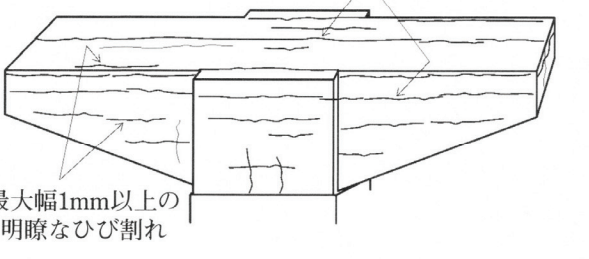
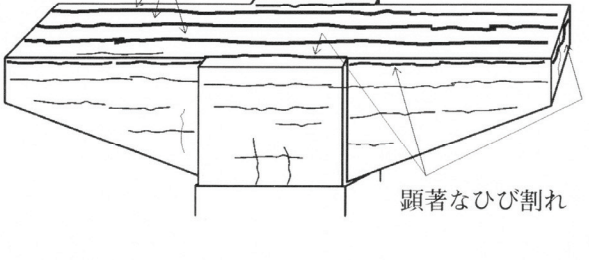
<p>外観劣化度Ⅰ</p>  <p>最大幅1mm未満のひび割れ</p>	<p>最大幅1mm未満のひび割れが発生している</p>
<p>外観劣化度Ⅱ</p>  <p>最大幅1mm以上のひび割れが一部に発生</p>	<p>最大幅1mm以上のひび割れが部分的に発生している</p>
<p>外観劣化度Ⅲ</p>  <p>複数のひび割れが梁両端まで連続している</p> <p>最大幅1mm以上の明瞭なひび割れ</p>	<p>最大幅1mm以上の明瞭なひび割れが梁天端、梁側面に発生し、複数のひび割れが梁両端部まで連続している</p>
<p>外観劣化度Ⅳ</p>  <p>梁天端に複数の最大幅3mm以上のひび割れ</p> <p>顕著なひび割れ</p>	<p>最大幅3mm以上のひび割れが梁天端に複数発生し、凸形柱の天端や梁端部に顕著なひび割れが発生している（解説 写真5.3.1～同5.3.2 参照）</p>

図 3.1.3 ASRの橋脚の維持管理フローと外観劣化度の定義（つづき）

また、近年ではさらに対象が広げられ、⑦RC橋脚では0.3mm以上のひび割れが30m以上、⑧PC橋脚では0.2mm以上のひび割れが20m以上の条件が追加されている³⁾。

本論文の検討においては、①～⑥の条件で抽出された 136 橋脚にその後の調査でアルカリシリカ反応による鉄筋破断が確認された 2 基を加えた 138 橋脚を「ASR橋脚」と定義し、これらを対象に以降の分析を行った。なお、外観劣化度は表面保護工法によって見かけの値が低く判定される傾向にあることから過去の点検におけるひび割れも反映させた見直しが行われており、本検討ではこれを反映した 2013 年度末時点の値を用いた。

3.1.2 ASR橋脚のマクロ分析

1999 年度までの阪神高速道路における竣工年度別コンクリート橋脚数およびASR橋脚の発生率を図 3.1.4 に示す。竣工年度とは工事が完了して阪神高速道路公団（当時）へ橋脚が引き渡された年度であり、実際の完成年度と一致しない場合もある点に注意を要する。

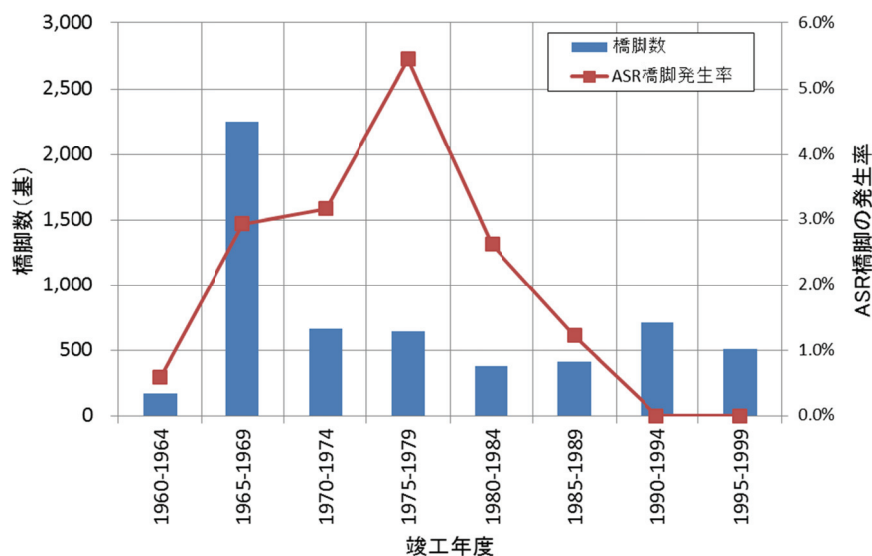


図 3.1.4 阪神高速道路におけるコンクリート橋脚数とASR橋脚発生率

阪神高速では 1960 年代前半から建設が始まったが、竣工橋脚数は大阪万国博覧会が開催された 1970 年の前に当たる 1960 年代後半が最も多く、それ以後はいわゆる道路公害問題等の影響も受けて低い水準で推移している。ASR橋脚は、1980 年代後半までに建設された橋脚で発生しており、発生率では 1970 年代後半が最も高く約 5.5%である。アルカリシリカ反応に関する建設省（当時）の最初の通達 は 1984 年であり、また、阪神高速道路公団（当時）の土木工事共通仕様書においてアルカリシリカ反応への対応が明記されたのは 1986 年の改訂時が最初である。1980 年代前半から発生率が減少している状況からは、建設省（当時）の通達前に阪神高速道路公団（当時）が社内通達等で独自に対応した可能性が考えられるが、調査した範囲では確認できなかった。

ASR橋脚の発生割合は、1980 年代までの平均で約 3.1%、1990 年代までの平均で約 2.4%である。調査方法等に違いがあるため一概に比較できないが、この値は 2003 年に実施された直轄国道の調査結果を分析した河野⁴⁾の研究による近畿地方整備局管内の値 1.4%よりも高い（図 2.1.11 参照）。その理由としては、阪神高速道路では 1970 年代以降の建設が低水準になったこと、後に建設のピークを迎える湾岸線は埋め立て地を通過することから鋼

製橋脚が積極的に採用されたなどの理由で、対策実施以降のコンクリート橋脚の施工割合が国土交通省に比べて低いことが考えられる。

次に、梁部の構造種別毎に整理した竣工橋脚数と発生率を図3.1.5～3.1.6に示す。1990年代までの平均値はRC構造が1.7%、PC構造が5.6%と3倍以上の開きがある。PC構造がRC構造に比べて大きな劣化を呈する理由としては、設計基準強度が高いためにアルカリ量がRC構造よりも多いこと等が考えられる。

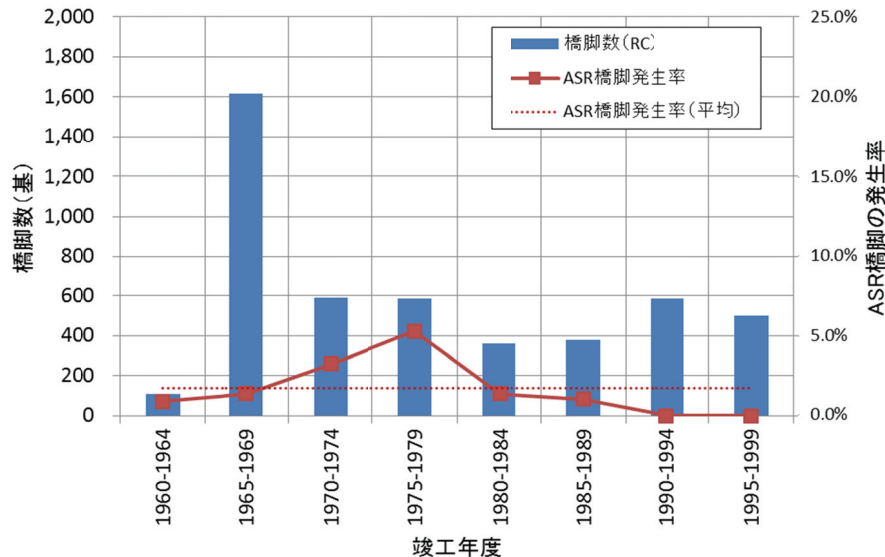


図 3.1.5 コンクリート橋脚数とASR橋脚発生率（RC構造）

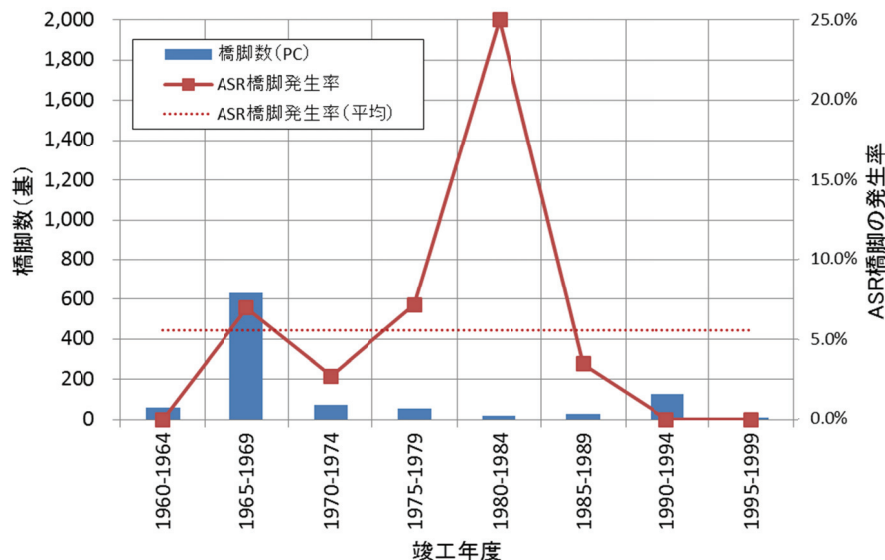


図 3.1.6 コンクリート橋脚数とASR橋脚発生率（PC構造）

アルカリシリカ反応による劣化を左右する大きな要因として、反応性骨材の有無などコンクリートの配合が挙げられる。配合に関する記録は残されていないが、同一工事の場合は同一工場から同じ配合のコンクリートが納入されている可能性が高いため、維持管理上

の手がかりとなる可能性が高い。よって、1989年度以前に竣工した工事、405件を対象に外観劣化度を分析し、工事の単位が維持管理上の一助となるかを考察する。

図3.1.7は外観劣化度Ⅳの橋脚を含む工事を対象に、工事毎の外観劣化度比率を示したものである。工事IDは本研究で整理のために付した値であり、それ以外の意味を持たない。全16工事中、9工事で鉄筋損傷が確認されており、四角で囲まれた工事IDがこれに該当する。工事ID274は橋脚数が1の特異なデータであるため検討から除外する。工事ID234はほとんど全ての橋脚においてアルカリシリカ反応による劣化が確認されており、同一配合である可能性が高い。当該工事は後述する圧接部での鉄筋破断が確認されたT型RC橋脚を含む工事であり、現在は外観劣化度の低い橋脚も今後さらに劣化が進む可能性がある。また、工事ID142も外観劣化度の高い橋脚の占める割合が大きい工事である。当該工事は、全11基中3基で鉄筋破断が確認されており、他工事に比べて発生率が高い。

工事ID148, 152, 159, 289などは、外観劣化度Ⅳの橋脚を含むものの、その比率は小さく、大部分は顕著な劣化が認められない工事である。今後はこのような分布が生じる原因が、配合の違いによるものか、水分供給などの環境条件の違いによるものか、表面保護工法によって本来の外観劣化度を適切に評価できていないのかを明らかにする必要がある。原因によって維持管理の方針が大きく異なる場合もあることから、合理的な維持管理を行うためには、例えば配合推定によって残りの健全な橋脚が同一配合か否かを判断することも検討するべきと考えられる。仮に、水分供給条件の違いが原因である場合には、環境の変化によって急激な膨張を生じる可能性があるため、注意を要する。

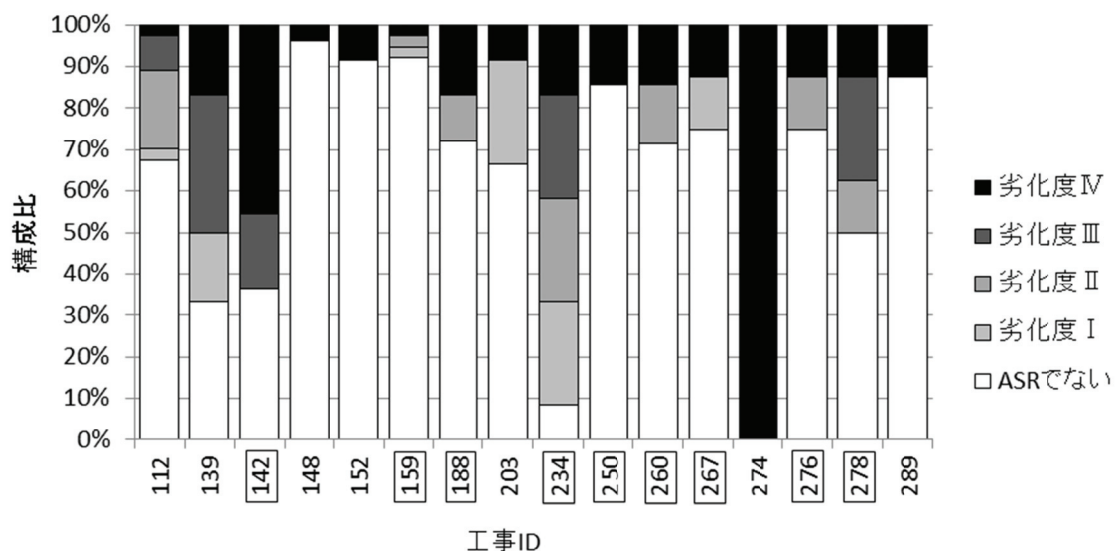


図3.1.7 外観劣化度Ⅳの橋脚を含む工事の外観劣化度比率（16工事）

図3.1.8に、最も大きい外観劣化度がⅢの橋脚を含む工事の外観劣化度比率を示す。このうち鉄筋破断橋脚を有する工事が1工事あり、四角で囲まれた工事IDがこれに該当する。数は少ないが外観劣化度Ⅲの橋脚においても鉄筋破断が認められることから、外観劣化度

Ⅳの工事と同様の対応が必要であると考えられる。

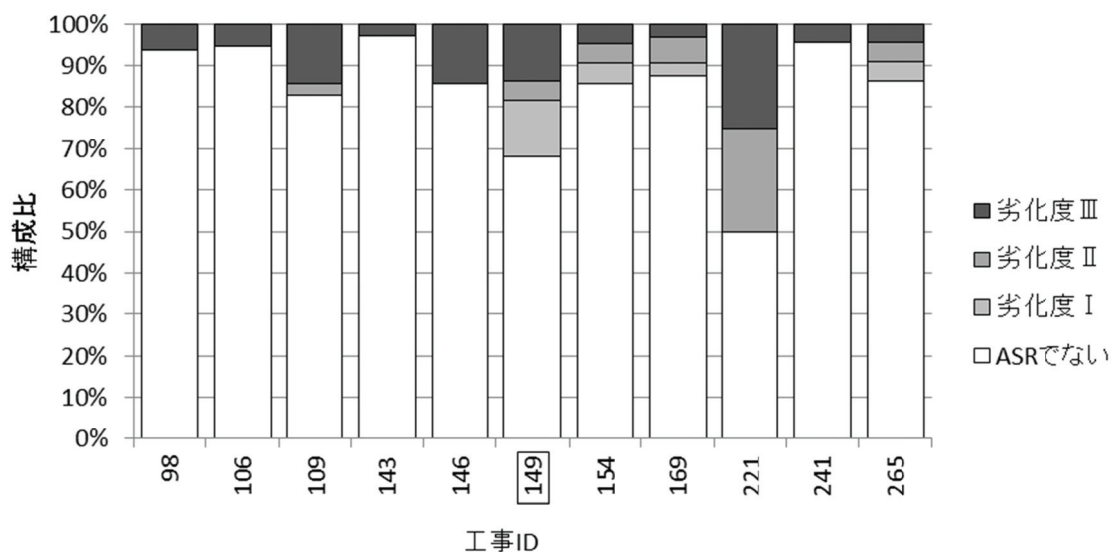


図 3.1.8 最大外観劣化度がⅢの橋脚を含む工事の外観劣化度比率（11 工事）

図 3.1.9, 3.1.10 にそれぞれ、最高外観劣化度がⅡ, Ⅰの橋脚を有する工事の、外観劣化度分布を示す。現在のところ、これらの工事で建設された橋脚での鉄筋破断は確認されていない。図 3.1.9 では、18 工事中外観劣化度Ⅱのみの工事が 15 工事を占め、外観劣化度Ⅰの橋脚を有する工事は 3 工事のみである。

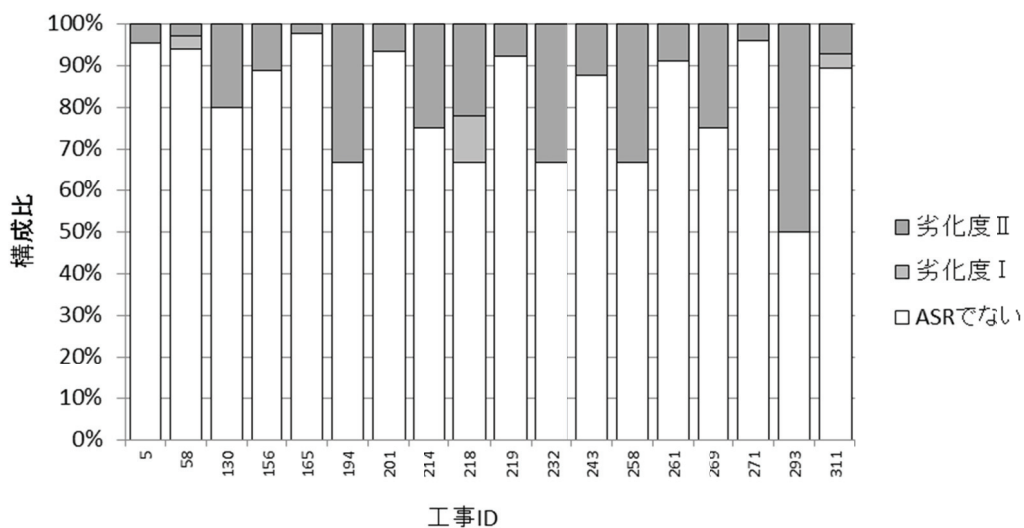


図 3.1.9 最大外観劣化度がⅡの橋脚を含む工事の外観劣化度比率（18 工事）

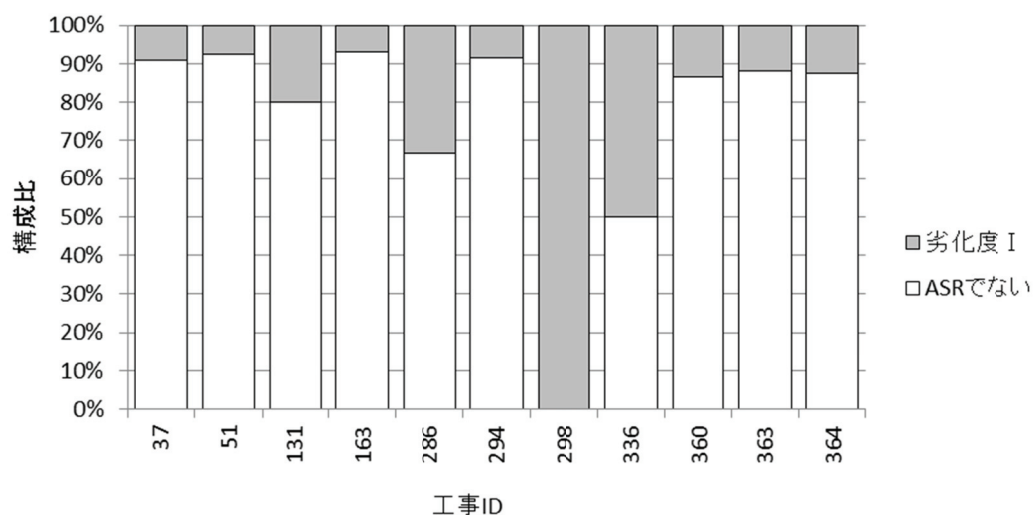


図 3.1.10 最大外観劣化度が I の橋脚を含む工事の外観劣化度比率（11 工事）

以上の様に、外観劣化度が高い橋脚が比較的集中している工事があれば、大半はASR橋脚でない中で少数の外観劣化度IV橋脚が含まれる工事があるなど、外観劣化度の分布は工事によって様々である。工事に着目した分析が全ての場合で有効とは限らないが、このような整理によって注意を要する工事が明確になると考えられる。4段階に分類した外観劣化度評価の定義は、鉄筋の健全性調査の結果も踏まえて見直すことも必要であるが、今回の分析によればおおむね妥当と言えよう。今後は、外観劣化度に関する経時変化の蓄積や、後述するRCやPCなど構造種別毎の定義図整備などによる判定精度の向上が望まれる。また、配合推定等を行い、同じコンクリートが使用されたかどうかを確認することも、効率的な維持管理において有益であると考えられる。

3.2 点検項目と劣化の関係

本節では、追跡点検の主な項目であるひび割れ性状、構造物の表面ひずみ、超音波伝播速度と劣化との関連を、具体例に基づき検討する。

3.2.1 逆L型RC橋脚の例

(1) 対象とする橋脚の概要

対象とする橋脚は、1972 年度に竣工した片側 2 車線の上部工を支える逆L型のRC橋脚である。図 3.2.1 に全景を示す。



図 3.2.1 対象橋脚全景（東上P14）

当該橋脚は竣工後約 11 年が経過した 1983 年度と、同じく 22 年が経過した 1994 年度に表面保護工法による補修が実施された。また、2001 年度に顕著なひび割れが確認されていた梁先端部のコンクリートを除去して内部の鉄筋を確認したところ、図 3.2.2 に示すように主鉄筋曲げ加工部で 10 本中 9 本の鉄筋が破断（図中の×印）していたため、貫通鋼棒を併用した鋼板接着工法による補強が実施された。

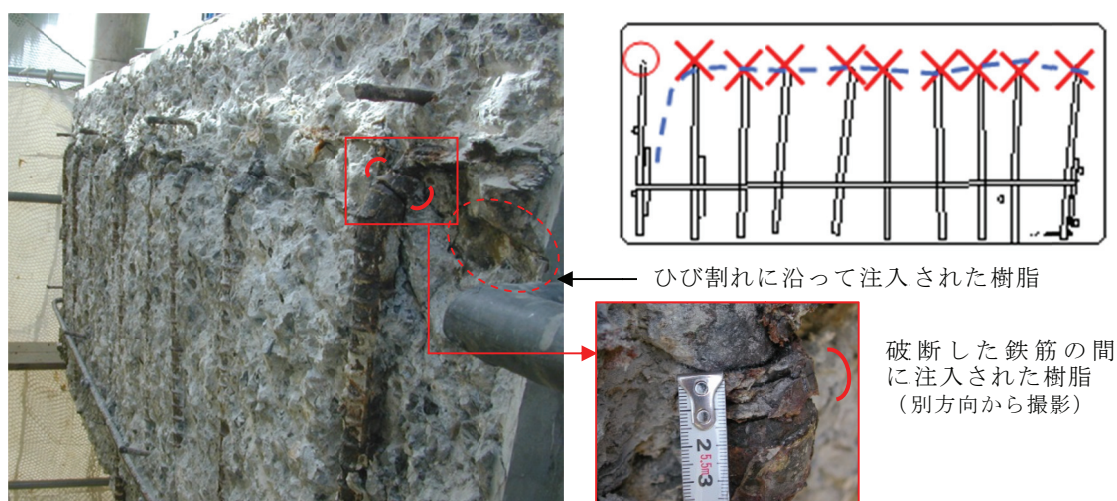


図 3.2.2 梁端部における主鉄筋の破断状況

当該橋脚は上部工伸縮継手部からの漏水があり、これが橋脚天端の勾配により梁先端側に流れ伝う状況にあった。また、梁先端部は南側に面しており日射の影響を受けるなどアルカリシリカ反応を生じ易い環境にあることが、鉄筋破断の一因となったと考えられる。

(2) ひび割れ性状による評価

梁先端部におけるひび割れ発生状況の変遷を、図 3.2.3 に示す。鉄筋破断箇所付近の構造物表面に大きなひび割れが発生していた。ひび割れ幅は、1 回目の補修から 2 回目の補修までの間に少なくとも 9.0mm、2 回目の補修から補強までの間にも 3.0mm 進行しており、これらを合計すると 1cm 以上のひび割れ幅となる。この値には、1 回目の補修までの進行分が含まれていないため、後述する点検結果を考慮すると実際にはさらに大きなひび割れ幅であったと考えられる。

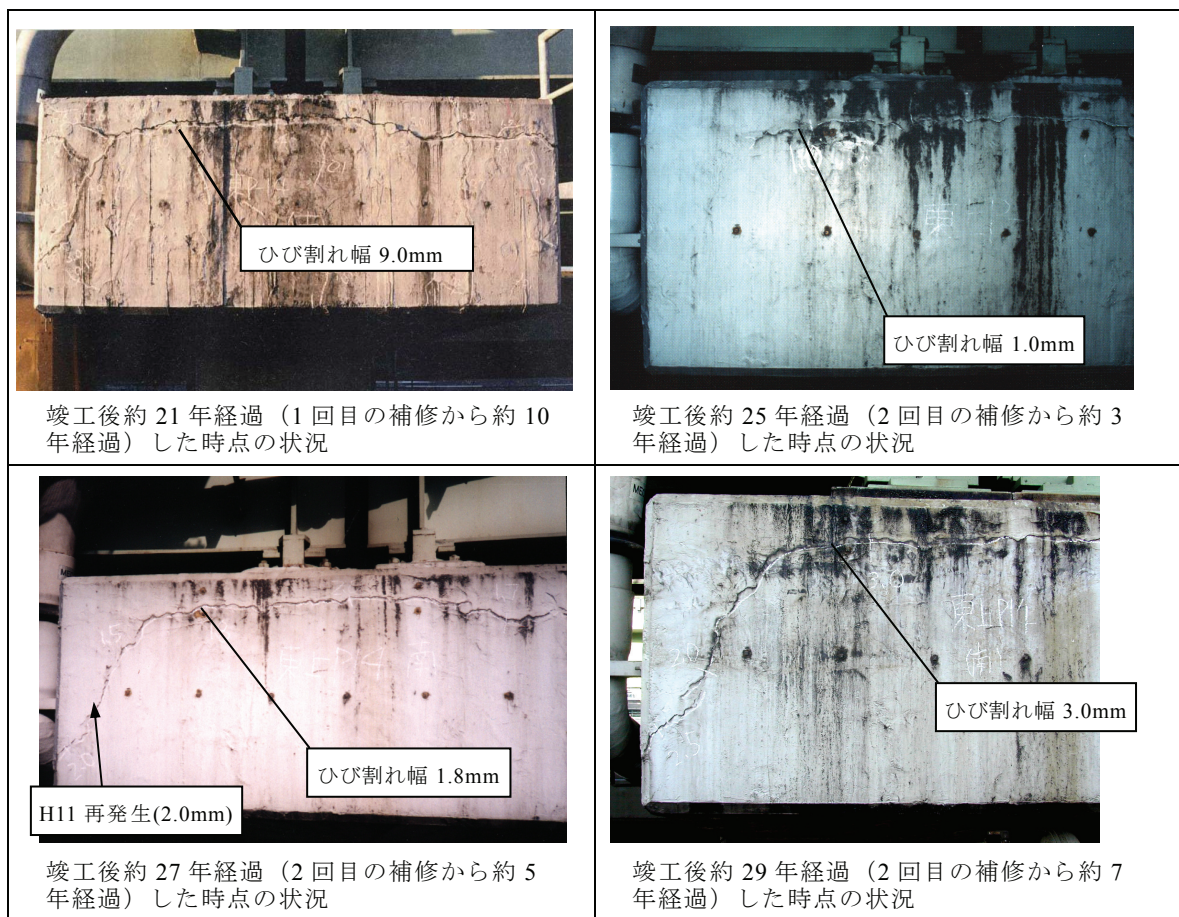


図 3.2.3 梁端部におけるひび割れ発生状況

図 3.2.4 に、当該橋脚のひび割れ状況図を示す。表面保護工法による補修は 1 段目と 2 段目の間、そして、3 段目と 4 段目の間に実施されている。図 3.2.4 に示す様にひび割れ状況を時系列に整理しても梁先端部におけるひび割れ幅の特異性を即座に認識することは難しく、表面保護工法による補修履歴や各部位のひび割れ幅を勘案することによって初めて適切な評価が可能となる。この例では、3 段目の竣工後 21 年時点でのひび割れ状況図にひび割れ幅が数値として記入されていれば適切な評価が容易であると推察されるが、ひび割れ幅が記入されていないため慎重な作業を怠ると判断を誤る可能性も考えられる。

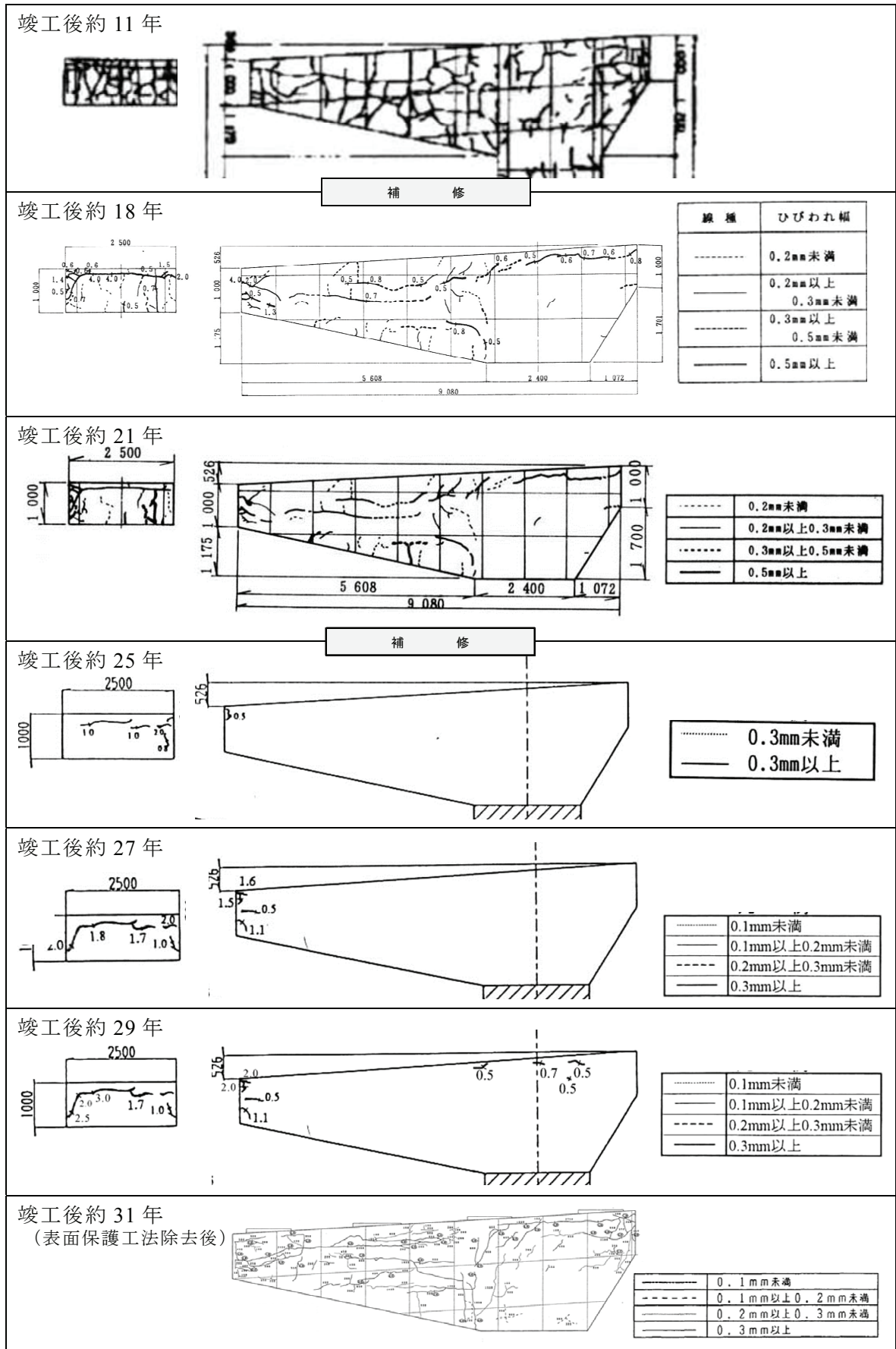


図 3.2.4 ひび割れ状況図の経年変化

当該橋脚が鉄筋破断の疑われる橋脚としてリストアップされ、コンクリートを除去してまで確認するに至る根拠となったのは、これら一連のひび割れ調査結果と点検員の意見であった。ひび割れ状況図の変化からは、梁端部のかぶりコンクリートがはく落するとも考えられるような兆候がみられる。このような情報を得るためには、ひび割れ状況図によるところが大きい。しかし、都市内に位置する阪神高速では、景観上の配慮もあってASR判定構造物の大半に表面保護工法が適用されていることから、補修前後でデータの連続性が保たれず、長期に渡る変化を正確に捉えることはできない。また、ひび割れ状況図は数値データでは無いため、効率的な取り扱いが難しい。時系列に沿った分析を効率的に行うためには、記録方法の統一化等の検討が必要であると考えられる。

(3) 構造物の表面ひずみによる評価

構造物表面のひずみは、ひび割れ性状のように構造物表面の多様な情報を含んでおらず、また、標点の設置はアルカリシリカ反応による劣化の確認以降となるため竣工直後から標点設置までの変化を把握することができないと言う欠点を有する。一方、補修が繰り返されても標点さえ存置すればデータの連続性が保たれるため、長期的な観察に適した方法であると言える。また、データの取り扱いが容易であることも、表面ひずみの特徴として挙げられる。

表面ひずみの測定は、標点間距離 300mm を標準として構造物表面に設置した標点間の距離を、図 3.2.5 に示す延長治具を取り付けたコンタクトストレーンゲージで測定することによって求めた。

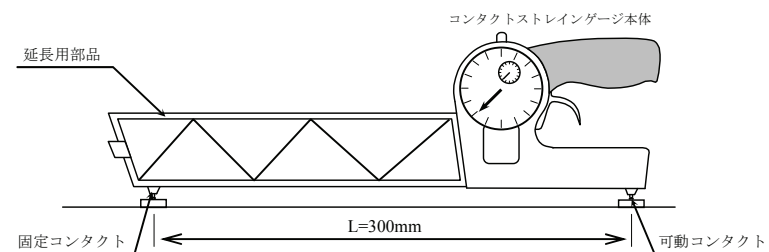


図 3.2.5 表面ひずみの測定方法

図 3.2.6、3.2.7 に、表面ひずみの測定箇所とその結果を示す。当該橋脚は竣工約 12 年後に標点が設置され、鉄筋破断の発見を受けて鋼板接着による補強が実施されるまでの間、13 回の測定が行われた。最もひずみが大きいのはアルカリシリカ反応に特徴的なひび割れである鋼材に沿ったひび割れと直行方向の橋脚側面鉛直方向（B1）であり $3,700\mu$ に達している。しかし、同じ梁側面の鉛直方向に設置された他の 2 測線はそれぞれ、 600μ （F）、 $2,000\mu$ （B2）程度であり、最大と最小では 6 倍程度の差がある。F のひずみが小さい理由としては、柱の主鉄筋の影響で膨張が拘束されている可能性が考えられるが、B1 が大きなひずみを示した理由は明確で無い。側面の水平方向（A）は低い値を示しており、その理由としては梁主鉄筋の拘束による影響が考えられる。梁上面、梁下面はひび割れ発生状況

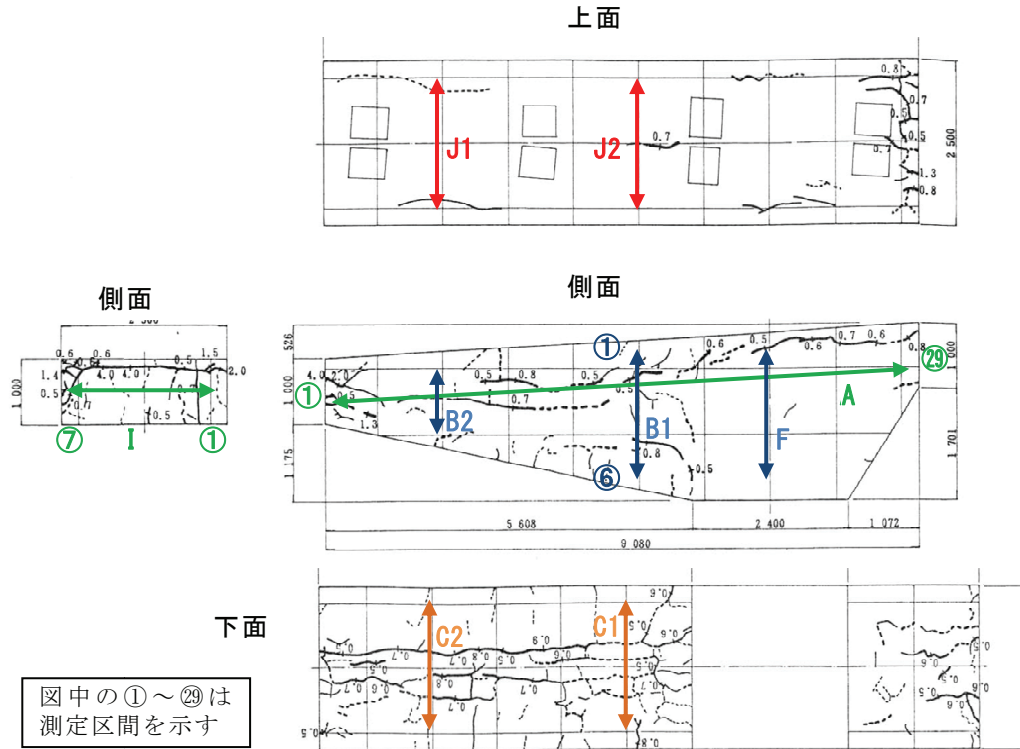


図 3.2.6 測線配置図

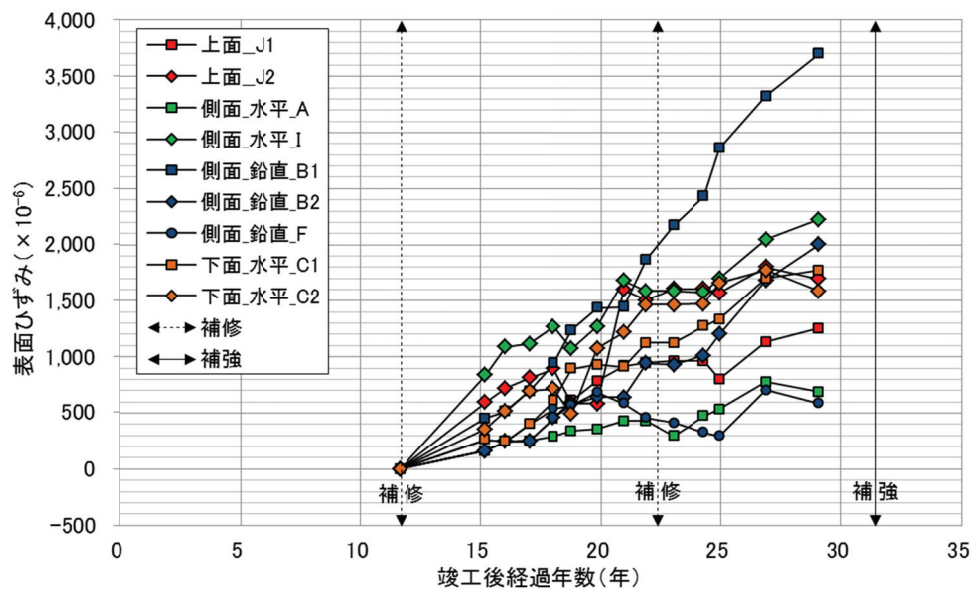


図 3.2.7 表面ひずみの経年変化

に違いがあるが、表面ひずみとしては $1,200 \sim 1,800 \mu$ 程度と大きな差は見られない。梁側面（梁先端部，I）は，2 番目に大きなひずみを示しているが，これは，後述するひび割れの影響，および，当該方向の膨張を拘束する鉄筋が存在しないことが，原因として考えられる。表面保護工法の膨張抑制効果に関しては，少なくとも明確な膨張抑制効果があると判断できる傾向ではない。

次に、各標点間距離の変化について考察する。最もひずみが大きい測線 B1 の区間毎の変化を、図 3.2.8 に示す。6 区間の中で最も大きいひずみを示した②区間は $6,200\mu$ 程度であるのに対し、最も小さい最下段の⑥区間は 600μ 程度と 10 倍の差が生じている。測線 B1 は、⑥区間を除き $3,000\mu$ 以上のひずみを示しており、ほぼ全長に渡って大きなひずみを示している。

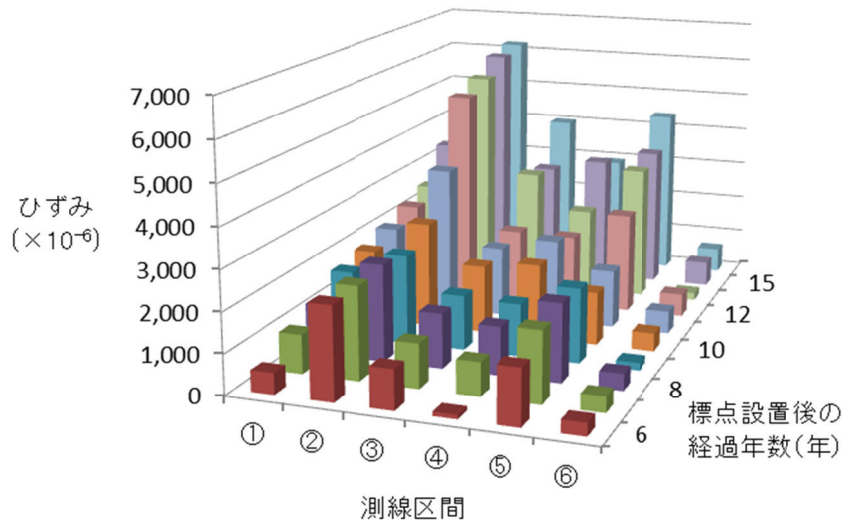


図 3.2.8 測線B1における区間毎のひずみ変化

これに対し、梁の先端部に設置した測線 I は、①区間が他区間に比べて非常に大きなひずみを示している（図 3.2.9 参照）。これは、鉄筋破断に伴って発生したひび割れが①区間を横断しているためと考えられる（図 3.2.3, 3.2.4 参照）。

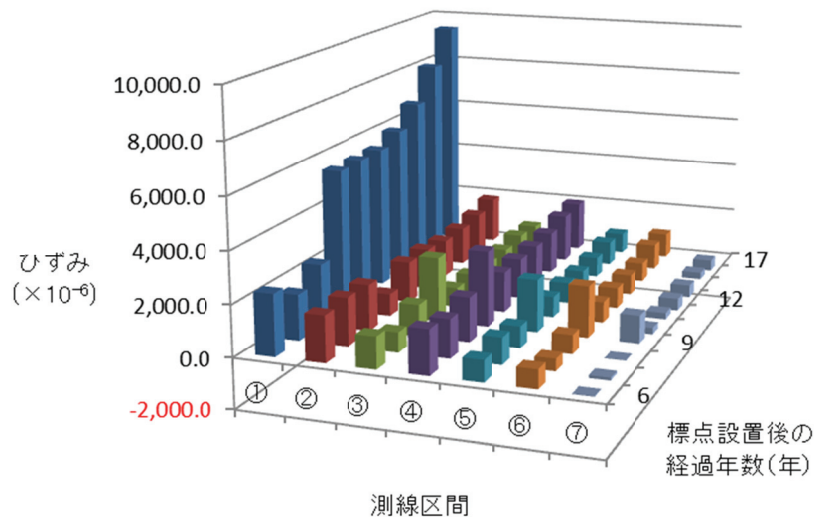


図 3.2.9 測線Iにおける区間毎のひずみ変化

次に、梁側面の水平方向に設置された測線 A の区間毎の変化を図 3.2.10 に示す。梁先端部に最も近い①区間のひずみが、際だって大きい値を示している。この理由としては、梁先端部のかぶりコンクリートのずれを反映した変化である可能性が高い。これ以外の区間では、柱付近を除き全体的に小さい値を示しており、梁主鉄筋による拘束の影響が窺える。

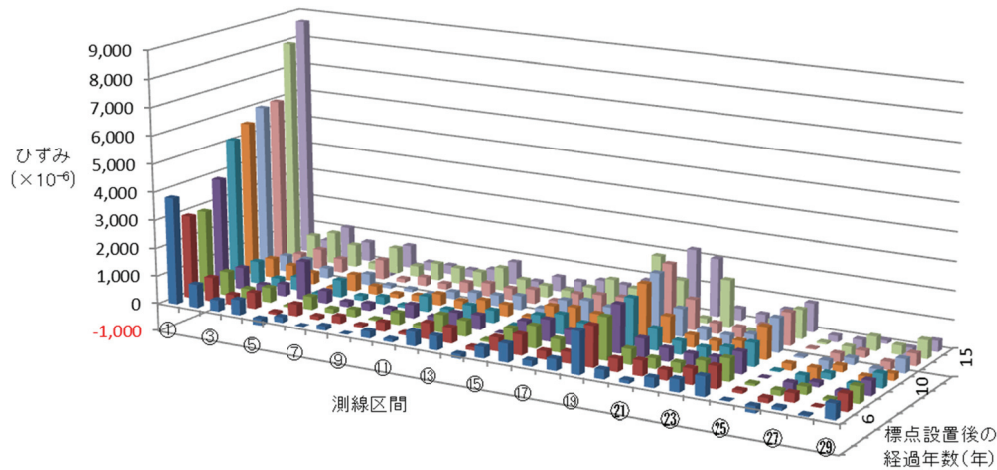


図 3.2.10 測線Aにおける区間毎のひずみ変化

以上のように、構造物の表面ひずみは測線全体の値を用いて構造物の全体的な変化を定量的に評価できるだけでなく、約 300mm の測定区間毎の変化を分析することにより、鉄筋破断により生じたと考えられる局所的な変化を捉えることが可能である。ひび割れ性状とは違い、知見の無い状況では表面ひずみのみで構造物内部の変化を窺い知ることは困難である。しかし、表面ひずみと内部の鉄筋調査結果との関係についての知見を蓄積することで、他の構造物における局所的な変化の原因を推定できる可能性が高い。

(4) 超音波伝播速度による評価

梁部両側面間で測定した超音波伝播速度の変化を、図 3.2.11 に示す。竣工後、約 13～31 年の間に 14 回の計測が実施されている。補修直後の測定において、全般的に速度が上昇する傾向が見られるが、これ以外は概ね安定した傾向を示している。全 17 測点の中には、大きな変化がない測点、長期的には低下傾向にある測点等が含まれるが、全体としては分布が広がる傾向にある。当該橋脚は梁端部で鉄筋破断が確認されたが、同時にせん断補強鉄筋を部分的に調査した結果からは、鉄筋破断は確認されなかった。このことから、鉄筋による拘束を受ける範囲での速度低下は顕著ではなく、主にかぶり部分での劣化が速度低下の主要因と推察される。

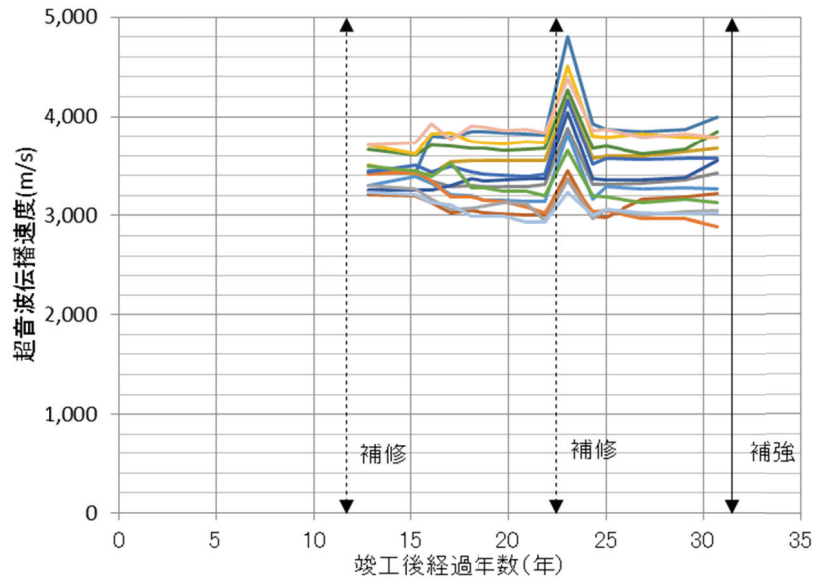


図 3.2.11 梁部における超音波伝播速度の経年変化

3.2.2 T型PC梁橋脚の例

(1) 対象とする橋脚の概要

対象橋脚の全景を、図 3.2.12 に示す。当該橋脚は上部工が往復 6 車線一体構造の T 型橋脚で、梁部の全長は 25.250m と長く、PC 構造が採用されている。1979 年度に竣工しているが、同年度のひび割れ状況図やモルタル塗布が行われたとの記録から、建設時点から既にひび割れが発生していたと推察される。竣工約 10 年後の 1989 年度と、同じく 13 年後の 1992 年度に表面保護工法による補修が実施されているが、2001 年度の鉄筋調査で図 3.2.13 に示すように複数の梁部せん断補強鉄筋で破断が確認されたため、2003 年度に炭素繊維シートによる補強が実施された。鉄筋調査の対象となった理由は後述する梁天端部での大きなひび割れであり、当該部分でせん断補強鉄筋の破断が確認された。



図 3.2.12 対象橋脚前景（西P5）

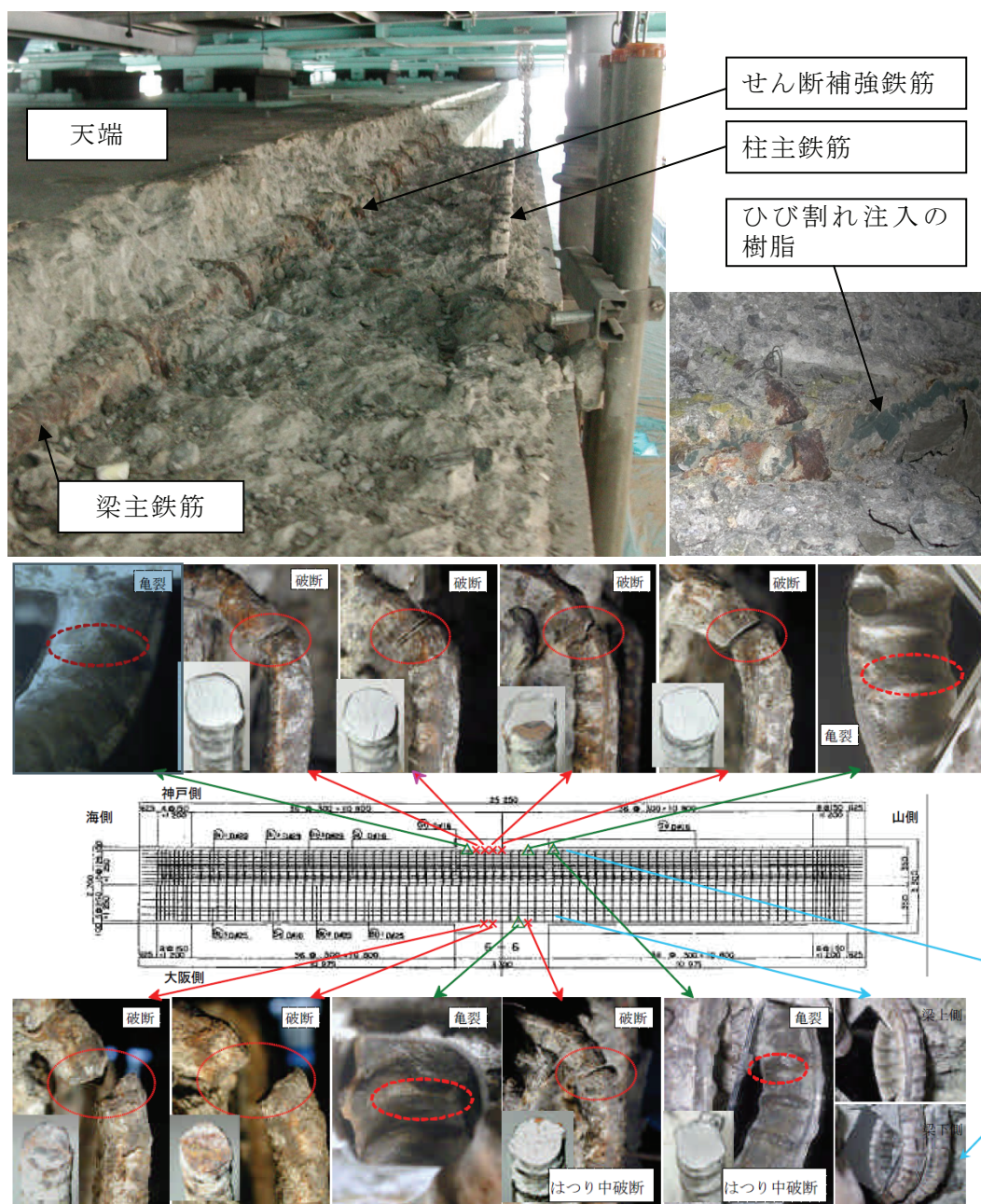


図 3.2.13 天端部におけるせん断補強鉄筋の破断状況

(2) ひび割れ性状による評価

図 3.2.14, 3.2.15 にひび割れ状況の経年変化を示す。特徴としては、梁側面の水平方向のひび割れ、および、梁天端における柱凸部でのひび割れが挙げられる。前者はアルカリシリカ反応を生じた橋脚に共通して見られるひび割れであるが、後者は、当該橋脚と同種類の橋脚に特徴的なひび割れであり、竣工後約 10 年の点検時に 3.0mm のひび割れ幅が確認されている。その後の補修記録が無いにもかかわらず、約 20 年経過時点では当該ひび割れの記録が無いなどデータの連続性に不整合がみられるが、鉄筋調査時に確認した最終的な最大ひび割れ幅は 11.0mm に達しており補修時に注入された樹脂が容易に確認できる状況であった。

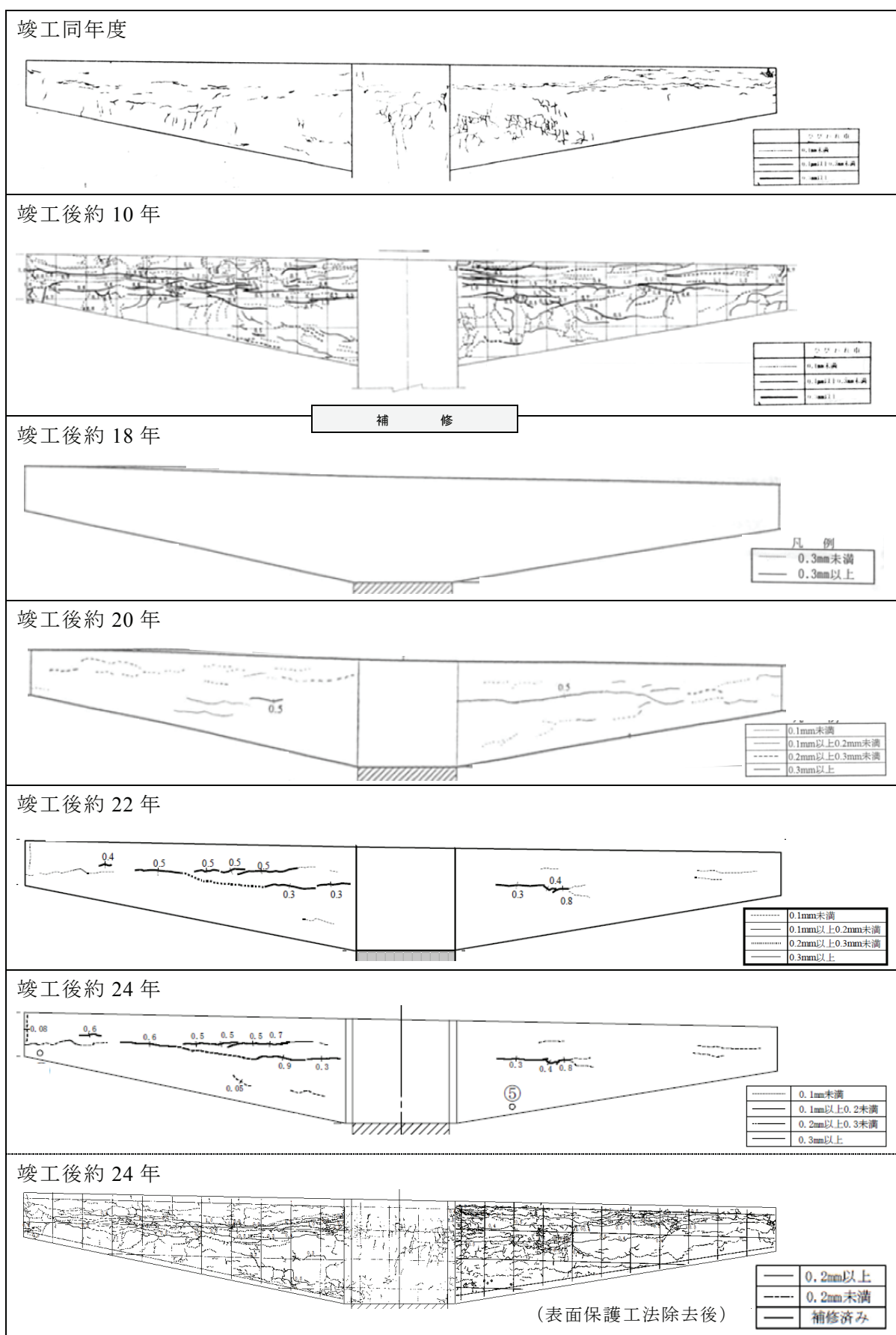


図 3.2.14 ひび割れ状況図の経年変化（梁側面）

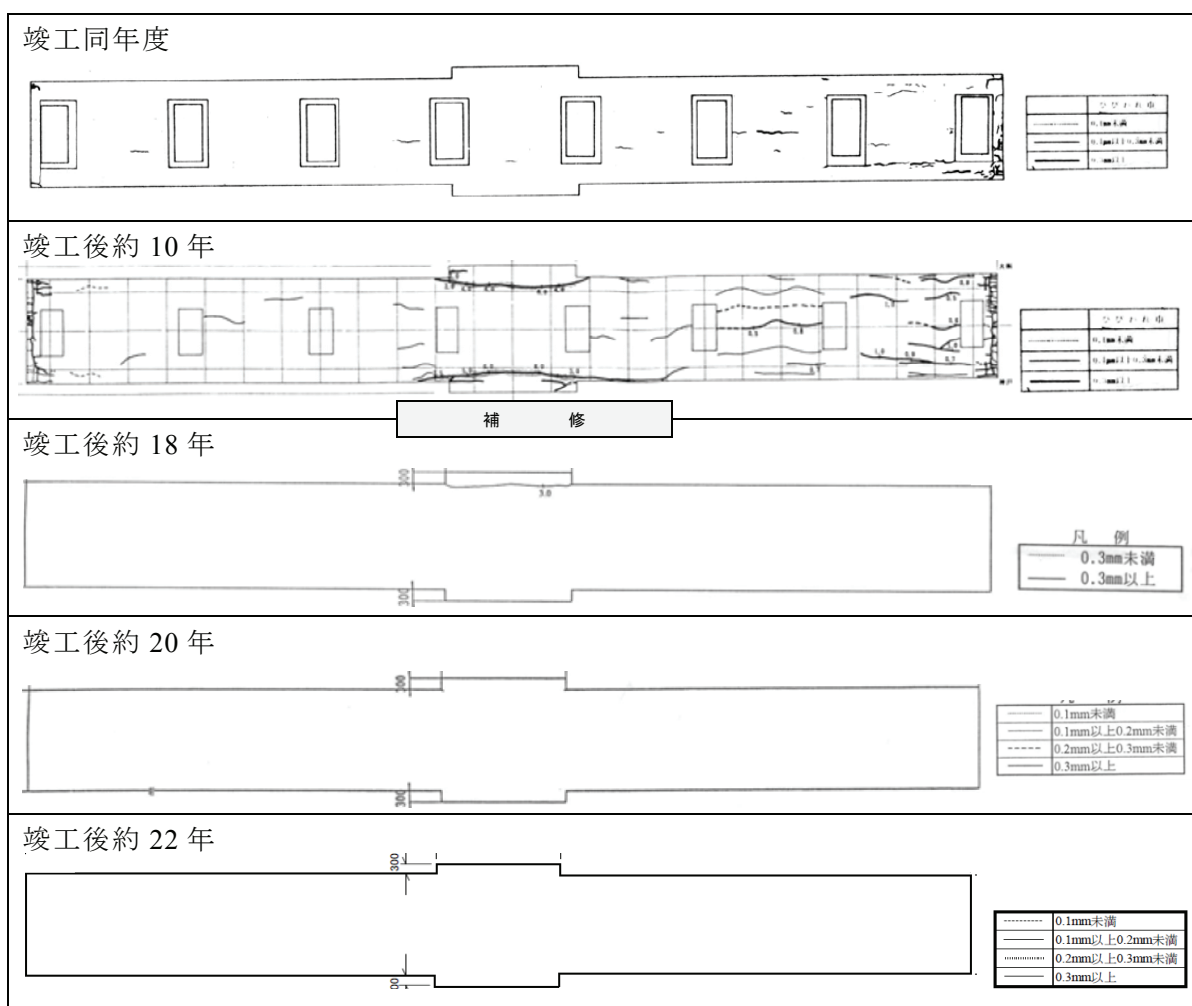


図 3.2.15 ひび割れ状況図の経年変化（梁天端）

この大きなひび割れの発生原因としては、柱主鉄筋の影響が考えられる。すなわち、柱主鉄筋は図 3.2.13 からわかるように天端付近まで配置されているが、上層部ではせん断補強鉄筋が配置されておらず、アルカリシリカ反応の膨張圧によって外側に倒れ出す様な変形を生じ、これによって梁天端に大きなひび割れが発生したと考えられる。これは、後述する超音波伝播速度の変化からも裏付けられる。

(3) 構造物の表面ひずみによる評価

図 3.2.16, 3.2.17 に、表面ひずみの測線配置とその結果を示す。梁側面の水平方向のひずみ A は、PC 鋼材の拘束を受けるため小さい。一方、同じく水平方向の B のひずみは小さな値となっているが、これは前述したひび割れの影響もあって PC 鋼材の影響は小さくなく、むしろ柱主鉄筋の影響を受けた結果であると考えられる。また、梁側面鉛直方向のひずみ C, D は同様の理由により、D が C よりも小さなひずみを示している。なお、測線 A は一部期間を除いて膨張側の値を示していることから、竣工後約 10 年までの変化は不明であるものの、少なくとも竣工後 10 年以後はアルカリシリカ反応によるプレストレスの減少は無いと判断できる。

また、当該橋脚では前述のように竣工後約 24 年の時点で炭素繊維シートによる補強が実

施されたが、表面ひずみの観察からは膨張が継続しているだけでなく測線によっては膨張速度が大きくなっている場合もあることから、今後も継続的な観察が必要である。表面ひずみの変化に基づく表面保護工法の膨張抑制効果に関しては、少なくとも明確な効果は無いと言える。

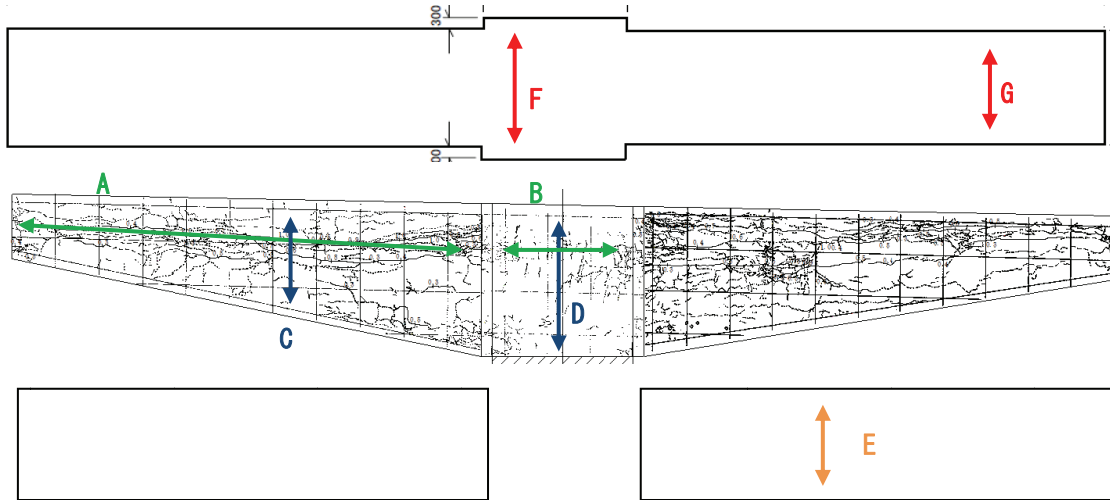


図 3.2.16 測線配置図

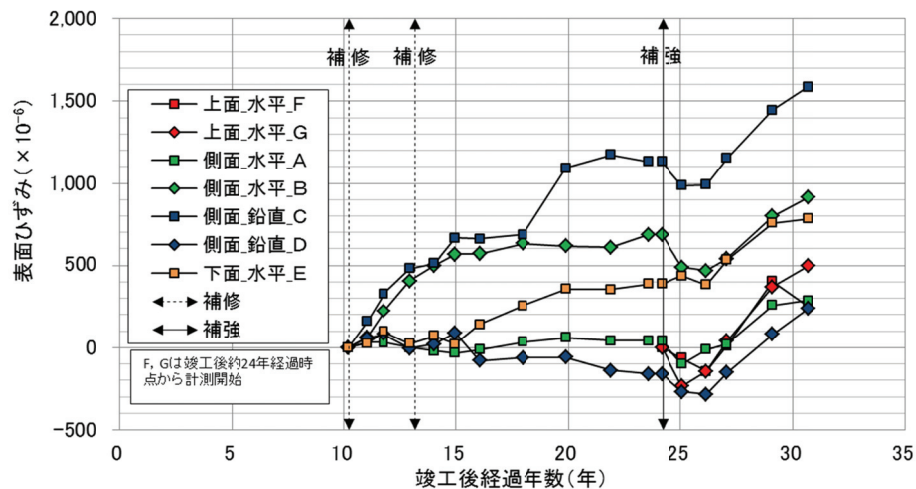


図 3.2.17 表面ひずみの経年変化

(4) 超音波伝播速度による評価

梁部両側面間で測定した超音波伝播速度の変化を、図 3.2.18 に示す。竣工後約 10 年経過時点からこれまでの間に 18 回の測定が実施されており、炭素繊維シートによる補強後も継続している。超音波伝播速度計測結果で特徴的な事項としては、柱部における測定不能測点の出現が挙げられる。これは、前述のひび割れによって超音波が通らないためと考えられる。また、梁部と柱部で速度を比較すると、平均的には柱部の方が遅い傾向があり、前述したひび割れの影響が窺える。

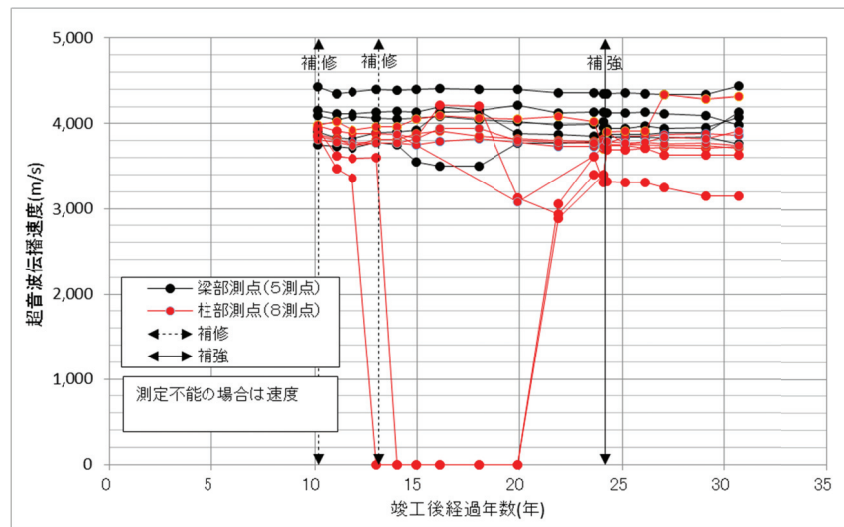


図 3.2.18 梁部および柱部（上部）における超音波伝播速度の経年変化

3.2.3 T型RC橋脚の例

(1) 対象とする橋脚の概要

対象橋脚の全景を、図 3.2.19 に示す。当該橋脚は、上部工が往復 4 車線一体構造の T 型 RC 橋脚である。1976 年に竣工し、竣工後約 7 年が経過した 1983 年度と、同じく約 14 年が経過した 1990 年度、さらに、同じく約 21 年が経過した 1997 年度と 3 回に渡って表面保護工法が適用されている。また、2003 年度には、大きなひび割れが発生している箇所や超音波伝播速度の低下が見られる箇所等を対象にかぶりコンクリートを除去して内部の鉄筋を調査した。その結果、図 3.2.20 に示すように内部の大きなひび割れ、および、梁部主鉄筋の圧接部での破断を確認したため、2004 年度に貫通鋼棒を併用した鋼板接着工法による補強が実施された。



図 3.2.19 対象橋脚全景（松P42）



図 3.2.20 橋脚の損傷状況（梁部側面）

(2) ひび割れ性状による評価

図 3.2.21 にひび割れ状況の経年変化を示す．特徴としては，梁側面の水平方向のひび割れが挙げられる．1 段目の竣工後約 7 年経過時点でのひび割れ状況図では他のひび割れに埋没して判別しにくい，2 段目の竣工後約 13 年経過時点でのひび割れ状況図では，2 度目の補修後間もないこともあり，明確に確認できる．

このひび割れは，水平方向のひび割れではあるが，梁主鉄筋の拘束の影響によるものではないことは，図 3.2.20 から明かである．すなわち，前述の T 型 PC 梁橋脚と同様に，アルカリシリカ反応の膨張力によって柱主鉄筋が外側に倒れ込むような変形を生じたことにより，ひび割れが発生したと推察される．このひび割れは，1986 年の報告書ではひび割れの上下で約 4mm の段差を伴うものであった⁵⁾とされている．これによれば，「梁中央部で段差を有するひびわれは深いところで 600mm 前後の深さが推定され，しかも同ひびわれは上下方向に回り込んでいると考えられる」とされており実際とは異なった状態が想定されていたが，竣工後 10 年程度で内部までひびわれが進行していたことが窺える．

なお，圧接部の破断に関しては，これをひび割れや構造物表面のひずみの変化で事前に推察することはできなかった．

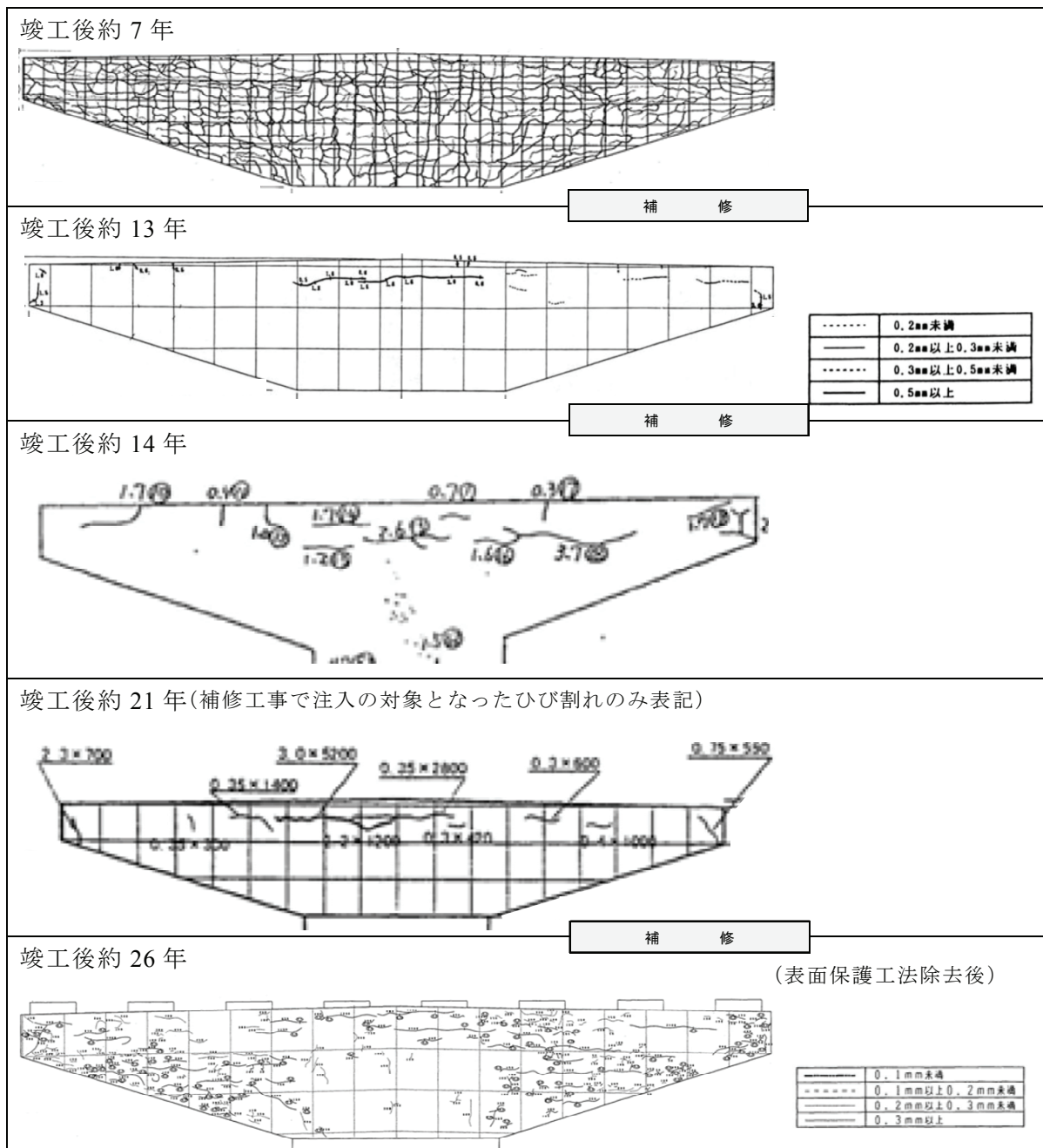


図 3. 2. 21 橋脚の損傷状況（梁部側面）

(3) 構造物の表面ひずみによる評価

図 3. 2. 22, 3. 2. 23 に, 表面ひずみ測定のための測線配置とその結果を示す. 梁側面の水平方向のひずみ A が最も小さい値を示しているが, これは他の橋脚同様. 梁部主鉄筋の拘束による影響と考えられる. 最もひずみが大きいのは, 梁下面 C, E であり, 梁側面鉛直方向のひずみ B, D, F は中間的な値を示した. 梁側面と梁下面とのひずみの大小関係は, 例えば前述の T型PC梁橋脚とは異なる傾向を示しているが, 梁部水平方向が小さい傾向は同じである.

表面保護工法による膨張抑制効果に関しては, 2 回目の施工あたりから膨張速度が低下

しているようにも見受けられるが、膨張余力が低下している現れであるとの仮定も否定できない。

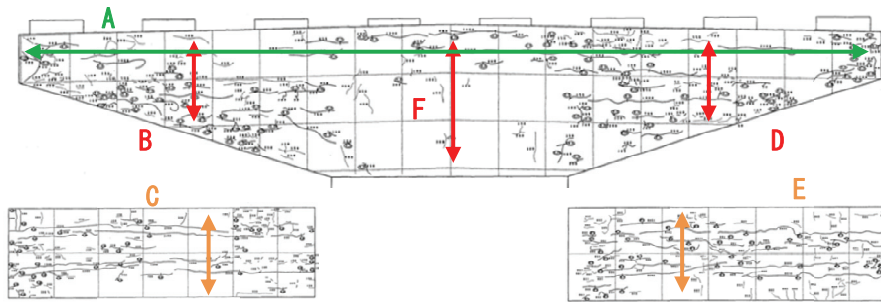


図 3.2.22 測線配置図

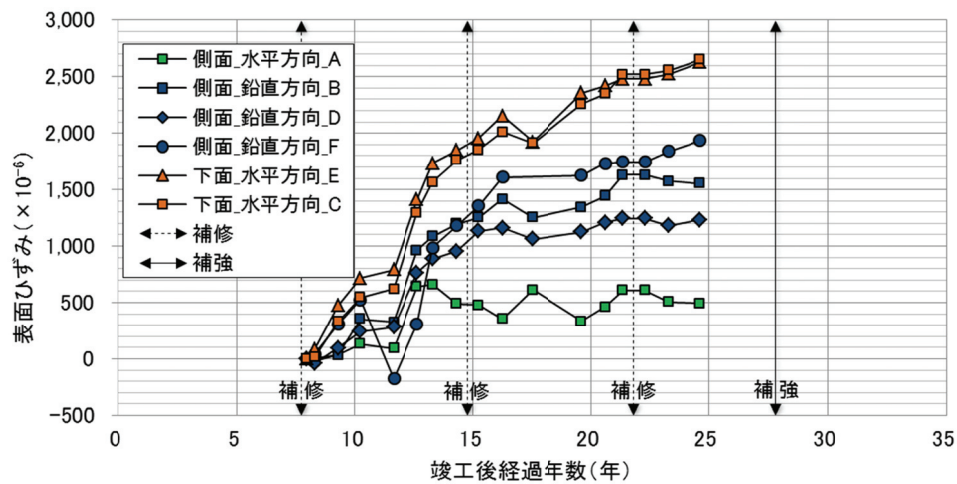


図 3.2.23 表面ひずみの経年変化

(4) 超音波伝播速度による評価

梁部両側面間で測定した超音波伝播速度の変化を、図 3.2.24 に示す。竣工後約 6 年経過

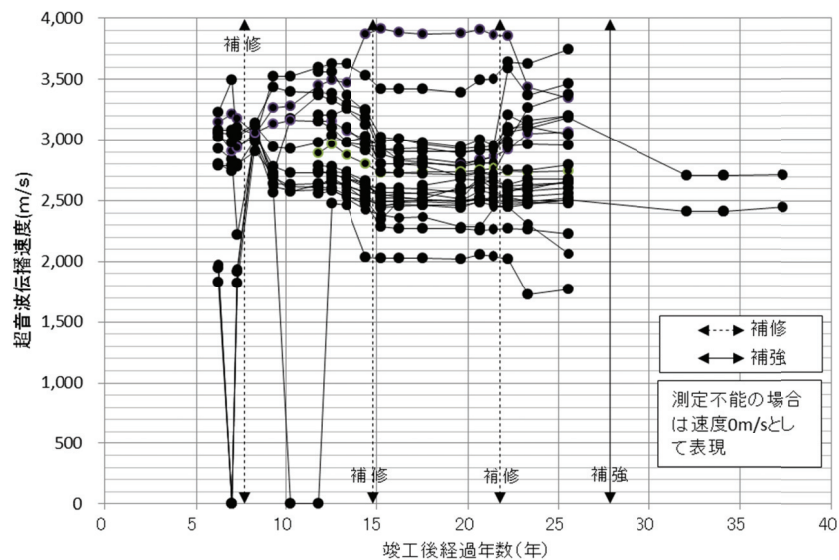


図 3.2.24 超音波伝播速度の経年変化

時点から補強が実施されるまでの間に 19 回の測定が実施されており、補強後も鋼板に設置した穴を用いて測定が継続されている。特徴としては、前述のT型PC梁橋脚と同様に極端に伝播速度が低い、あるいは、計測できないポイントの存在が挙げられる。図 3.2.25 にその分布を示す。柱主鉄筋の変形に伴うひび割れの発生によって、速度低下が生じていることがわかる。

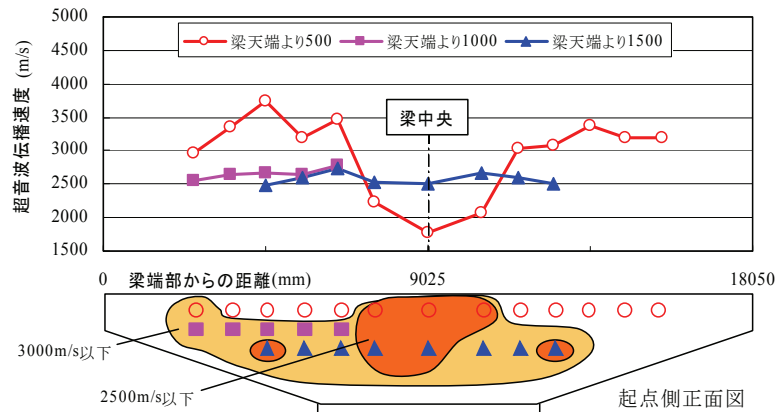


図 3.2.25 超音波伝播速度の分布（柱主鉄筋の影響）

3.2.4 点検項目と劣化の関係

(1) ひび割れ性状

幅、長さ、密度、発生場所、パターンなどのひび割れ性状は、アルカリシリカ反応の進行を把握する上で有益な情報である。事例としてあげた3基の橋脚は全てが鉄筋破断を生じていたが、破断の疑いを持つに至った最も有力な情報はひび割れ性状であり、中でもひび割れ幅が大きな判断要素であった。通常、コンクリート構造物の損傷としてひび割れ幅を考える場合は1mm以下の領域で議論することが多いのに対し、ここで取り上げた3基の橋脚は1cm以上のひび割れや段差が生じており、このような大きな損傷が鉄筋の破断だけでなく、先端が他の鉄筋によって固定されていない主鉄筋の変形によって生じることがわかった。このような知見は、同種の構造が連続することが多い連続高架橋の維持管理においては貴重な知見となる。すなわち、これらの知見の積み重ねによって、構造物の種類毎に留意すべきひび割れ性状の絞り込みが可能となり、これによって全てのひび割れを同等に取り扱う必要がなくなることが効率的な維持管理に繋がると考えられる。

以上の様に、ひび割れ性状は有益な指標であるが、表面保護工法の施工により見かけ上ひび割れが無くなるという欠点を有し、鉄筋破断の発見を遅らせるなど維持管理上の障害となったことも否定できない。従来の鉄筋破断を前提としない経過観察を基本とした維持管理方針の下ではやむを得なかった側面もあるが、今後はひび割れの累積値に着目した維持管理が重要である。一方、阪神高速道路では既に複数回の表面保護工法が施工されている場合も多く、過去に遡ってひび割れ幅を確定することは困難である。また、個別のひび割れに対して標点が設置されているが、標点設置後のひび割れ幅の変化は把握できても、全ひび割れ幅を評価することはできない。

そこで、現実的な対処方法としては、維持管理上着目すべきひび割れがある程度絞り込めていることから、部分的な調査によって損傷の把握を行う方法が考えられる。例えば、着目すべきひび割れを対象に部分的に表面保護工を削り取り、ひび割れに注入された樹脂厚を測定する方法も一案として考えられる。

また、ひび割れ性状の表現方法についても検討が必要である。ひび割れ状況図を作成する際に、幅の表現方法など作図の方法が統一されていない場合、図面から受け取る情報に差が生じ、誤った判断に繋がる可能性も考えられる。ひび割れ幅を注記することによって対応可能と考えられるが、誤りや漏れを無くする工夫が求められる。また、アルカリシリカ反応を生じた構造物は他の一般的な構造物に比べて、ひび割れ性状の調査にかかる手間やコストが大幅に増加することが考えられる。構造物に近接した状態で、ひび割れ状況図を正確に作成することは困難な作業であり、夜間に交通規制などを伴って調査する場合は時間的な制約も生じ、丁寧な作業の妨げとなることも考えられる。今後は高精細なカメラやラインセンサーのような画像処理技術の応用、ひび割れの表現方法の統一やデータ管理方法などについての検討が望まれる。

(2) 表面ひずみ

構造物の表面ひずみは、測線全長の変化を捉えることによって構造物の全体的な変化を評価することに主眼が置かれていた。例えば、対象とする橋脚が膨張を終え、今後、大きな劣化進行がないかどうかと言った判断を行う上で、表面ひずみの変化は重要な情報を提供する。本節で取り上げた事例では、3例目のT型橋脚PC梁は竣工後30年を経ても、継続的な膨張が確認された。従来は、補強を実施すればその後の維持管理は一般の構造物と同じと言う考えも散見されたが、アルカリシリカ反応を生じた構造物については抜本的な対策は無いと考えるのが適切であり、補修補強の有無にかかわらず、継続的な調査と評価が重要である。当該橋脚も、炭素繊維シートによる補強が施工されたために表面ひずみを継続して計測することを断念しかけたが、前述の重要性に鑑み、標点設置を目的として炭素繊維シートをφ20mm程度の範囲で切除して躯体に直接標点を設置することとし、これによる断面欠損を反映させた補強設計を行った⁶⁾。構造物全体の変化は、例えば、ひびわれ性状を積分することによって代替できる可能性も考えられるが、現状では、表面ひずみによる方法に取って代わる段階までは達していない。後述するように、シラン系表面含浸材等の表面保護工法を施工した場合、表面付近の乾燥によってひび割れが増大する効果がある。これと、構造物の膨張によるひび割れとを区別することは困難であり、その意味でも表面ひずみは重要な指標と言えよう。

また、表面ひずみの測定は300mm毎区間に分けて測定していることから、従来から実施されていた測線全長だけでなく区間毎の変化を分析、評価する方法の有効性も明らかとなった。すなわち、1例目の逆L型RC橋脚の例では、梁先端部のかぶりコンクリートのずれを測線A、測線Iの値が捉えており、表面ひずみはこのような局所的な変化を捉える有効な指標となることがわかった。

(3) 超音波伝播速度

アルカリシリカ反応による劣化を生じたコンクリートは弾性係数の低下が顕著であること、コンクリート中を伝播する弾性波の速度は弾性係数と相関があることを組み合わせることにより、劣化の程度を超音波伝播速度から評価することが当初の目的であったと推察される。しかし、今回整理した範囲では、測定箇所毎に傾向が異なることや測定結果のばらつき、さらにはひびわれ注入の影響を受けるなど、アルカリシリカ反応によるコンクリートそのものの性能低下を精度良く捉えることは現状の方法では困難であると考えられる。また、鉄筋内部とかぶり部分とではコンクリートの特性が異なることが想定されるが、現状の方法では、測定原理上これらを分離して評価することができない。従って、今後は、トモグラフィ解析などを活用したより細かな内部性状の把握等が重要になると考えられる。

一方、T型橋脚PC梁、および、T型RC橋脚の例では、超音波の不達が内部欠陥の有無を判断する重要な指標となることが改めて確認された。本論文で取り上げた事例のように、鉄筋の破断が無い場合でも鉄筋の変形によって内部に重大な損傷が発生している場合もあることから、このような内部損傷の検出に当たっては有効な方法であると言える。

(4) 配筋の重要性

本節で取り上げた事例の内、T型橋脚PC梁とT型RC橋脚では鉄筋破断と構造物表面に現れた大きなひび割れには直接的な関係が無く、主鉄筋の変形が損傷の主要因であった。また、いずれも配筋の特徴が外観上の劣化に大きく影響していた。水分供給等環境条件も外観上の劣化に影響を与えるが、構造物の配筋も外観上の劣化に大きな影響を与える場合があることがわかった。今後は図 3.1.3 に示す外観劣化度を判断するための図も、1種類ではなくRCやPCの別、さらには設計年代毎に整備することが望ましい。超音波伝播速度についても同様である。

(5) 表面保護工法の膨張抑制効果

表面保護工法の有無による比較を行わない限り、その効果を定量的に把握することは困難であるが、本節で取り上げた3事例の範囲では、表面保護工法の施工によって表面ひずみの増加傾向が大幅に減少した事例は少なかった。表面保護工法の施工による膨張抑制効果は、第4章でも取り上げるが、道路橋橋脚のような比較的大きな構造物にあっては、一旦始まった膨張を表面保護工法のみで抑制することは困難な場合が多いと推察される。

(6) 統合的分析の重要性

既に述べた様に、合理的な維持管理を行う上では、単一の点検項目だけでは不十分であると考えられる。異なる種類の点検結果や配筋、補修の情報等を統合し、総合的に判断することが重要である。また、分業化や異動等により一人の技術者が長期間継続して維持管理に取り組むことが困難な状況下で効率的な維持管理を実現するためには、カルテ等を活用して情報の一元化を図ることに加えて、構造物の特徴や特記事項を明記することが重要である。

3.3 まとめ

本章で得られた主な結果を、以下に示す。

(1) 維持管理方針の変更

以下に示すアルカリシリカ反応による鉄筋破断を前提とした維持管理方法を提案，試行するとともに，グレーディングの判断基準が概ね妥当であることを確認した。

- ① 外観劣化に着目したグレーディングを行い，対象構造物を分類する。
- ② 分類ごとに鉄筋調査を行い，鉄筋破断と外観劣化との関連について知見を深め，外観劣化と対策の関連づけを目指す。なお，必要に応じて，グレーディングの判断基準を変更する。

(2) 阪神高速道路における ASR 橋脚のマクロ分析

阪神高速の ASR 橋脚について分析を行い，次のような特徴を把握するとともに，今後の維持管理に当たっての方針を検討した。

- ① ASR 橋脚は，1990 年代までに竣工したコンクリート橋脚のうち，約 2.4%であった。この値は，他の研究事例における近畿地方整備局管内の値と比べて高い。
- ② PC 構造と RC 構造の比較では，前者の方が ASR 橋脚の発生率が高い。
- ③ ASR 橋脚の発生率は工事ごとに偏りがあり，工事の単位に着目した分析が有効である。
- ④ 急激な膨張を生じる橋脚が存在する可能性がある。

なお，高い劣化度の橋脚を高い比率で含む工区では，現在は外観劣化度の低い橋脚も今後さらに劣化が進む可能性がある。一方，高い劣化度の橋脚を含む割合の低い工事では，健全な橋脚が同一配合か否かを判断することも検討するべきである。

(3) 各点検項目と劣化との関係

鉄筋破断を生じた 3 事例について，各点検結果と劣化の状況について分析し，次のような結論を得た。

- ① **ひび割れ性状**は様々な情報を含んでおり，鉄筋破断など局所的な変状を評価する上で重要な指標である。一方，表面保護工法により見かけ上ひび割れが検出されなくなるなどのデメリットや，ひび割れ性状の表現方法の高度化など解決すべき課題もある。また，膨張が停止した場合でも表面付近の乾燥が促進されることによってひび割れが増大する場合があることから，ひび割れ性状によって膨張挙動を正確に評価することは困難である。
- ② **表面ひずみ**は，構造物全体の膨張挙動の評価に適した指標である。長期間の計測により，竣工後 30 年を超えても膨張が継続している橋脚が存在することが明らかとなった。また，測定区間毎の分析によって，鉄筋破断などの局所的な変状を評価できる場合がある。

- ③ **超音波伝播速度**によって実構造物中のコンクリートの特性値の変化を精度良く評価することは困難である。一方、鉄筋の変形や破断などによるコンクリートの局所的な損傷を評価するためには有効かつ不可欠な手法である。
- ④ **配筋**は、これまでほとんど注目されなかった要素であるが、大きなひび割れに繋がる場合があることを事例で確認した。外観上の劣化を評価する上で、配筋を念頭に置く必要がある。
- ⑤ **表面保護工法**の膨張抑制効果は、本章で検討した3事例、すなわち、いずれも膨張が始まった構造物であるが、その中に明確な抑止効果が確認された事例はなかった。一方、膨張抑制に全く効果がないとも言えない。実構造物における表面保護工法の効果について、さらなる検討が必要である。
- ⑥ **統合的分析**を行うことが重要である。すなわち、構造物で生じている現象は一つで、それを様々な指標等で読み解くと言う観点が必要であり、個別の指標の値や変化だけを評価するのではなく、統合的な分析が必要である。

なお、⑤表面保護工法の膨張抑制効果に関しては、第4章で検討する。

第3章の参考文献

- 1) アルカリ骨材反応に対するコンクリート構造物の管理指針（暫定案）、阪神高速道路公団、1985.6
- 2) ASR構造物の維持管理マニュアル、阪神高速道路(株)、阪神高速道路管理技術センター、2007.2
- 3) 坂本直太、上中田裕章、鈴木英之：ASRリストを活用した維持管理の取り組み、阪神高速道路第44回技術研究発表会論文集、pp.311-316、2012.5
- 4) 河野広隆：コンクリート構造物のアルカリ骨材反応劣化進行と維持管理のあり方に関する研究、京都大学大学院学位論文、pp.68-88、2002.12
- 5) アルカリ骨材反応に関する調査研究委員会報告、阪神高速道路公団、（財）阪神高速道路管理技術センター、pp.16-19、1986.9
- 6) 安藤高士、松本茂、佐々木一則：アルカリ骨材反応を生じた橋脚の調査・補修事例、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、第4巻、pp.75-80、2004.10

第4章 表面保護工法によるアルカリシリカ反応の膨張抑制効果

表面保護工法は、アルカリシリカ反応による劣化を生じた構造物に対する対策として1980年代から多くの材料が開発され、構造物に適用されてきた。本章では、100×100×400mmの小型供試体実験を通して各材料の膨張抑制効果を評価すると共に、塗膜が劣化した場合の膨張抑制効果についても検討するため、暴露期間の途中で塗膜を除去した場合の評価も行った。また、第2章で述べた表面保護工法の膨張抑制効果に対する課題の解決を目的に、200×200×600mmの大型供試体を用いてシラン系表面含浸材の水分軽減効果や膨張抑制効果が表面からどの程度まで及ぶのかを明らかにし、その適切な適用に対する考え方を確立することを試みる。

4.1 小型供試体実験による膨張抑制効果の評価

本実験は、アルカリシリカ反応の膨張抑制を目的として開発された各種表面保護工法の膨張抑制効果を評価することを目的としている。反応性骨材を用いた小型供試体にシラン系表面含浸材を含む10種類の表面保護工法を適用するとともに、非反応性骨材を用いた供試体も同時に作成し、併せて長期間の屋外暴露を行い長期的な評価を行った。また、塗膜が劣化した場合を想定し、暴露期間途中で塗膜を除去した後の膨張抑制効果についても評価した。

4.1.1 実験方法

小型供試体の配合を表4.1.1に示す。反応性骨材としては粗骨材に化学法でSc=650, Rc=220の無害でない（潜在的有害）と判定された古銅輝石安山岩を用いるとともに、膨張率が0.2～0.3%となるよう塩化ナトリウムを添加して総アルカリ量を9kg/m³とした。供試体寸法は100×100×400mmとし、成型後28日までは40℃、R.H.100%の環境で促進養生した後、表4.1.2に示す表面保護工法を各メーカーの仕様に従って施工した。

表 4.1.1 小型供試体の配合

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	目標 空気量 (%)	目標 スランプ ^a (cm)	単用量 (kg/m ³)				混和剤 (cc)
				水	セメント	細骨材	粗骨材	
50	46	3	8	169	338	823	反応性 949	845
							非反応性1013	

その後、1週間気乾養生し、805週間（約15年半）の屋外暴露に供した。暴露場所は大阪市大正区南恩加島に位置する2階建ビルの屋上で、海浜には近いが内湾であることから飛来塩分はほとんど無いと考えられる。

供試体は表4.1.2に示す10種類の表面保護工法に加えて反応性骨材を用いるものの表面保護工法を適用しない供試体（無補修）、反応性骨材を用いない供試体（非反応性）を含めた全12種類について各3体を作成した。表面保護工法を施した10種類についてはHを除き各1体について248週（約5年）経過時点でディスクサンダーにてプライマー、パテも含めて研削する方法で塗膜を除去し、さらに屋外暴露を継続した。H（アルカリ金属イオ

ン吸着)と、I(亜硝酸リチウム+シラン)は、表面保護工法に加えて注入孔からの注入を行っている。この2種類を除く他の8種類の表面保護工法は暴露開始(1992年)当時の「コンクリート構造物の表面保護工便覧(案)・同解説」のF種に適合した表面保護工法である。

表 4.1.2 表面保護工法一覧

記 号	A		B		C		D		E	
材 料	PCM(アクリルエポキシ複合型)		ポリブタジエン		変成シリコン+PCM		柔軟型エポキシ		シラン+エポキシ	
特 長	発水性・柔軟性		防水性・柔軟性・透湿性		発水性・柔軟性		防水性・柔軟性		発水性・柔軟性	
表面含水率	7.6~8.5		9.3~9.9		10.0~10.2		9.7~10.2		9.1~10.5	
工 程	使用材料	使用量	使用材料	使用量	使用材料	使用量	使用材料	使用量	使用材料	使用量
プライマー	PCM	0.16	ウレタン	0.17	—	—	エポキシ	0.10	PCM	0.10
パ テ	PCM	0.41	ウレタン	0.29	—	—	エポキシ	0.30	PCM	
下 塗	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.34
下 塗	—	—	—	—	—	—	—	—	シラン系発水材	
中 塗	PCM	0.61	ウレタン	0.25	エポキシ変性シリコン	0.40	柔軟型エポキシ	0.35	柔軟型エポキシ	—
中 塗	—	—	ウレタン	0.25	エポキシ変性シリコン	0.20	柔軟型エポキシ	0.35	—	
中 塗	—	—	—	—	—	—	柔軟型エポキシ	0.35	—	0.10
上 塗	PCM	0.31	アクリルウレタン	0.18	PCM(アクリル)	1.00	柔軟型ポリウレタン	0.13	柔軟型ポリウレタン	
上 塗	—	—	—	—	シラン系発水材	0.15	—	—	—	—
記 号	F		G		H		I		J	
材 料	ウレタン(ポリブタジエン系)		シラン+PCM		PCM		亜硝酸リチウム+シラン		シラン+PCM	
特 長	防水性・柔軟性・透湿性		発水性・柔軟性		アルカリ金属イオン吸着		ASRの化学的抑制		発水性・柔軟性	
表面含水率	9.5~10.0		10.3~11.2		9.5~10.0		10.1~10.8		11.2~11.6	
工 程	使用材料	使用量	使用材料	使用量	使用材料	使用量	使用材料	使用量	使用材料	使用量
プライマー	エポキシ	0.15	—	—	穿孔 (8本/1本)	—	穿孔 (4本/1本)	—	—	—
パ テ	ウレタン	0.30	—	—						
下 塗	—	—	シラン系発水材	0.12	PCM(注入)	0.10	亜硝酸リチウム(注入)	0.23	シラン系発水材	0.20
下 塗	—	—	シラン系発水材	0.12	—	—	亜硝酸リチウム	0.09	—	—
中 塗	ウレタン	1.20	PCM(アクリル)	0.70	—	—	PCM	2.00	PCM(アクリル)	1.20
中 塗	—	—	PCM(アクリル)	0.70	—	—	—	—	PCM(アクリル)	1.10
中 塗	—	—	PCM(アクリル)	0.70	—	—	—	—	—	—
上 塗	アクリルウレタン	0.12	アクリル	0.10	シラン系発水材	0.10	シラン系発水材	0.20	アクリル	0.10
上 塗	—	—	アクリル	0.10	—	—	シラン系発水材	0.15	アクリル	0.10

註1:記号A~GおよびJは阪神公団表面保護工F種適合仕様

註2:材料使用量の単位は、kg/m²

測定項目は長辺方向の長さおよび質量とし、JCIAAR3「コンクリートのアルカリシリカ反応性試験方法(案)」(日本コンクリート工学協会)に準じて測定した。図4.1.1に屋外暴露の状況を示す。



図 4.1.1 屋外暴露の状況(小型供試体)

4.1.2 実験結果と考察

図4.1.2に材令と長さ変化率との関係を示す。値は、248週までは各3体、248週以降は各2体の平均である。表面保護工法を施工した供試体はいずれも暴露開始時点からは収縮側にあるが、156週付近を境に膨張に転じ、250週付近からは概ね安定しているものの、わずかに膨張が継続している。全体としては、いずれの表面保護工法も、805週間、15年半の暴露期間中、膨張抑制効果が維持されている。

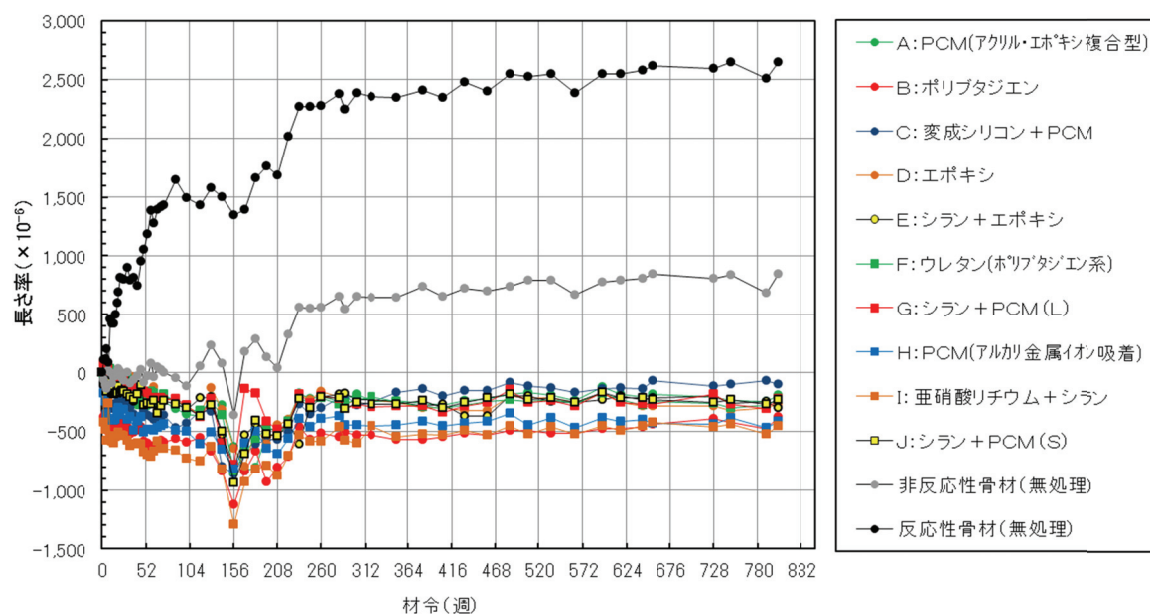


図 4.1.2 長さ変化率

図4.1.3に質量変化率と材令の関係を示す。いずれの供試体も減少傾向を示しており、その傾向は継続している。

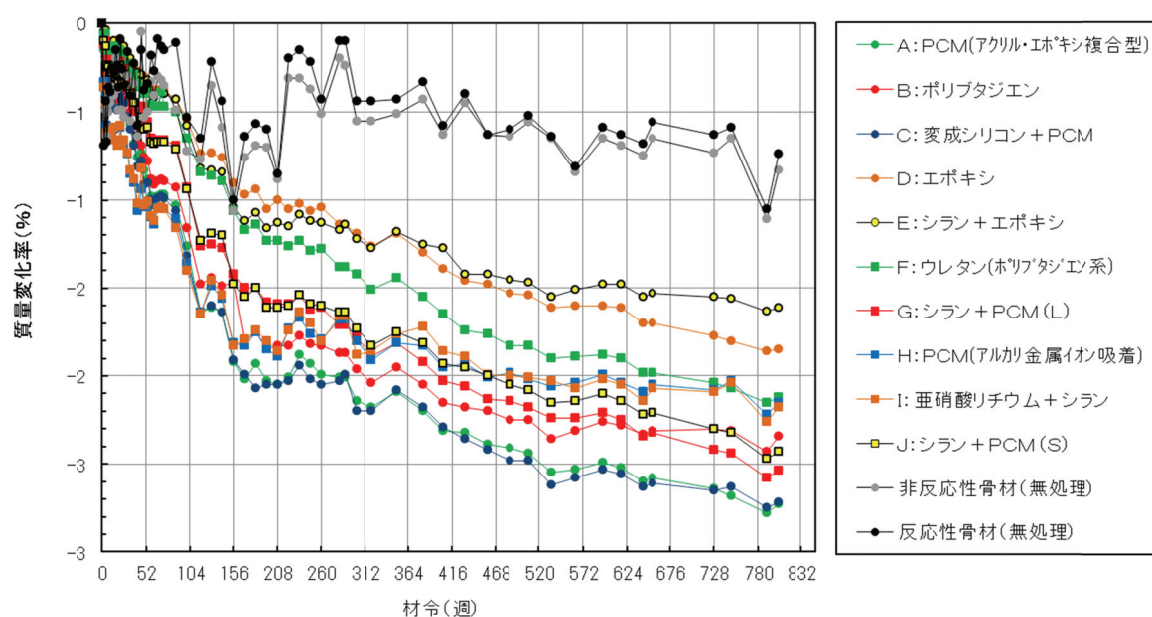


図 4.1.3 質量変化率

塗膜を除去した供試体（各1体）の長さ変化率を、図4.1.4に示す。A, B, C, D, E, F ははく離直後から著しい速度で膨張し、短期間で反応性骨材を用いた無処理の供試体の膨張率に達した。これに対し、G（シラン+PCM）とI（亜硝酸リチウム+シラン）は塗膜はく離後約5年間に渡りほとんど膨張しなかった。その理由としては、Gについては供試体表層付近に含浸したシランの効果により、Iについてはシランの効果に加えて亜硝酸リチウムの効果によるものと考えられる。

シラン系表面含浸材の含浸により形成されるコンクリート表面の撥水層は紫外線により破壊されるが、紫外線の届かない深さまで含浸している場合は、シラン系表面含浸材のみでも膨張抑制効果が維持されることを示す結果と言える。

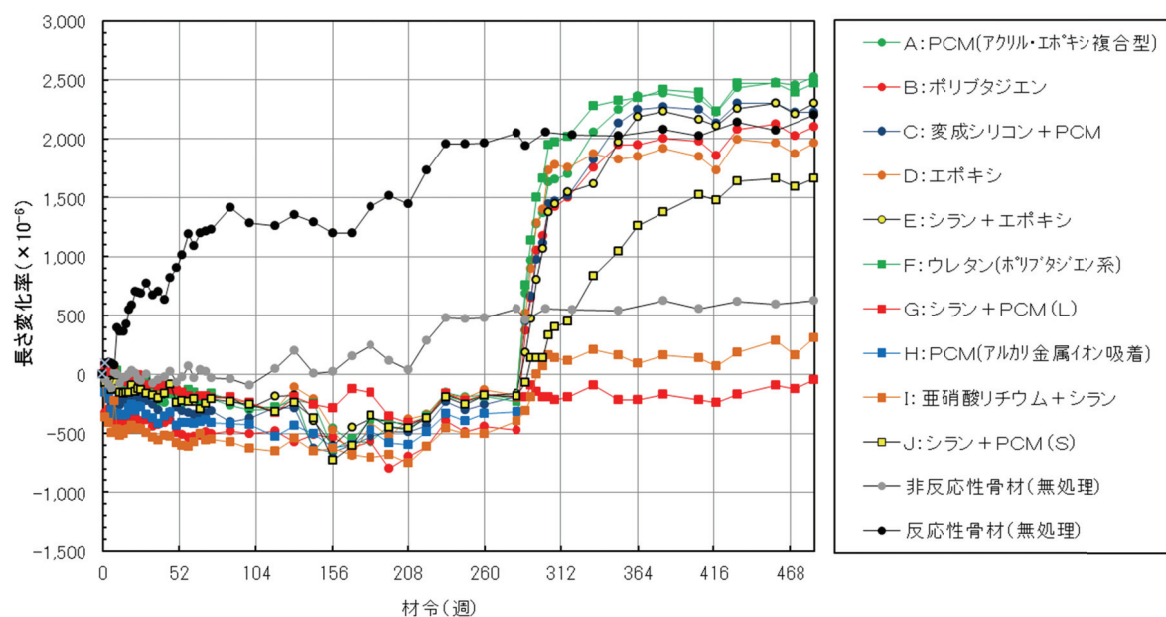


図 4.1.4 塗膜除去供試体の長さ変化率

なお、G（シラン+PCM）とI（亜硝酸リチウム+シラン）以外の供試体が急激な膨張を示した理由としては、供試体内部に吸水膨張していないアルカリシリカゲルが十分に存在し、塗膜の除去により遮断されていた水分が一度に供給されたためであると考えられる。実構造物の維持管理においても従来は無かった外部からの水分供給が環境の変化により供給されるような場合には、短期間に急激な膨張が生じる可能性があると言える。したがって、伸縮継手からの漏水が原因で新たに水分供給が生じるような場合には注意が必要である。

4.2 大型供試体実験による膨張抑制効果の評価

前節では、いずれの表面保護工法も十分な膨張抑制効果を示すことを確認した。特に、シラン系表面含浸材はこれと組み合わせたポリマーセメントモルタルの部分を除いても、膨張抑制効果を持続することは前節で述べたとおりである。しかし、そのようなシラン系表面含浸材をもってしても、道路橋橋脚などの実構造物への適用においては十分な膨張抑制効果が確認されない場合も多く、その適用に当たって慎重な見解が呈されていることは第2章でも述べた。

その理由としては、供試体と実構造物との大きさの違いが主な原因であると考えられるが、表面積に比べて体積が大きいマッシブな部材では効果が発揮されにくいことは、宮川ら¹⁾が早くから指摘している。また、Kojimaら²⁾はマスコンクリートの厚さを2m程度に想定して作成した直径200mm、長さ1,000mmのステンレスでシールドされた円柱供試体について開放端面からの深さと膨張量の関係を調べているが、材令149週では深さ400mmまでは乾燥による影響がみられるとしている。鍵本ら³⁾は直径450mmの円柱供試体の表面からの深さと内部の相対湿度や膨張ひずみとの関係を調べているが、測定した最大深さである表面から200mmの位置でも乾燥の影響が確認されている。これらの研究は反応性骨材を用いた供試体で実施されているが、シラン系表面含浸材を施工したものでは無い。反応性骨材を用いた供試体でシラン系表面含浸材の施工の有無を実験条件として供試体内部の相対湿度を検討した例は、久保⁴⁾の500×500×150mmの供試体を用いた実験のみであり、シラン系表面含浸材の水分低減効果が表面からどの程度の深さまで発揮されるかについての知見の蓄積は十分ではない。そこで、比較的マッシブな構造物を想定した供試体を作成し、シラン系表面含浸材の水分低減効果や膨張抑制効果が発揮される範囲を把握することを試みる。

4.2.1 実験方法

供試体の配合を表4.2.1に、使用材料を表4.2.2に示す。配合は、過去の実績から顕著な膨張特性を示すことが確認されているものを使用した。反応性骨材としては北海道産の安山岩粗骨材を使用し、非反応性粗骨材との混合比率は6:4とした。等価アルカリ量(R_2O 換算)は小型供試体同様 9.0kg/m^3 とし、アルカリ量の調整には塩化ナトリウムを使用した。

表4.2.1 大型供試体配合

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	目標 空気量 (%)	目標 スランプ [°] (cm)	単位量 (kg/m^3)				混和剤	
				水	セメント	細骨材	粗骨材	高性能AE 減水剤 (kg/m^3)	AE助剤 (ml/m^3)
50.0	44.0	4.0 ± 1.5	8.0 ± 2.5	150	300	813	反応性 641 非反応性421	3.0	12

表4.2.2 大型供試体使用材料

セメント	普通ポルトランドセメント
細骨材(非反応性)	川砂(滋賀県 野洲川産) 化学法:無害(Rc=50,Sc=28)
粗骨材(反応性)	安山岩碎石(北海道産) 化学法:無害でない(潜在的有害)(Rc=144,Sc=503) 粗粒率:6.63
粗骨材(非反応性)	碎石(兵庫県 西島産) 化学法:無害(Rc=45,Sc=42) 粗粒率:6.68
高性能AE減水剤	ポリカルボン酸エーテル系
AE助剤	変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤

図4.2.1に、供試体寸法を示す。高さ1,200mmの構造物を想定し、上半分の600mmを供試体の高さとした。側面と下面は想定した構造物の一部を再現するため水分の移動が無いようシール工を施し、上面からはメーカーの仕様に従ってシラン系表面含浸材を含浸させた。

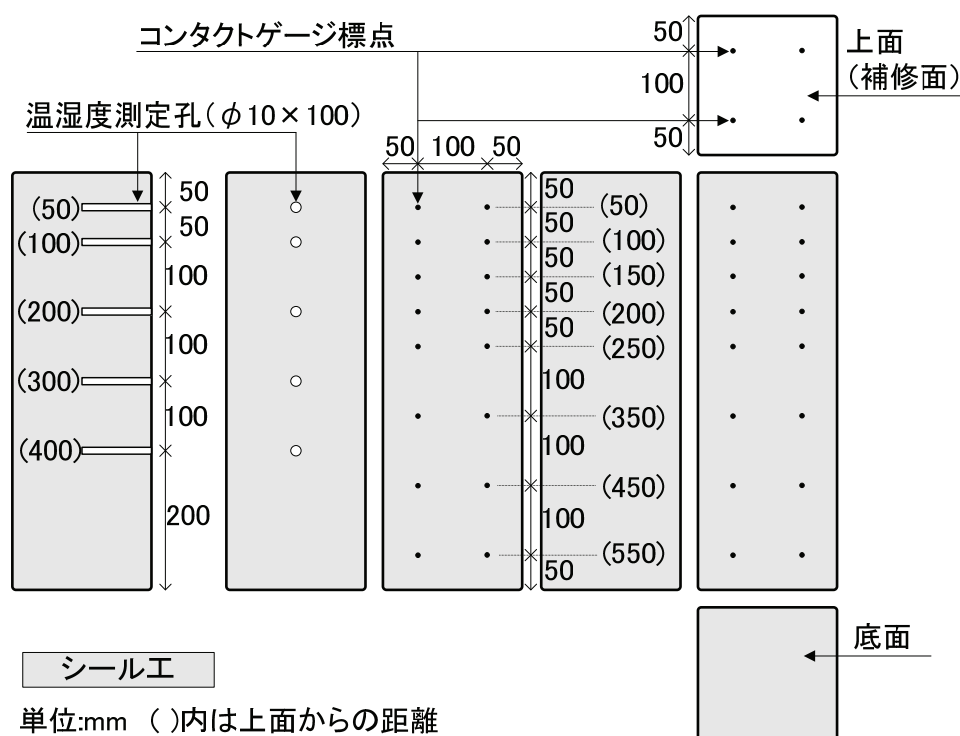


図4.2.1 大型供試体寸法

表4.2.3に、実験要因の組み合わせ、測定項目を示す。実験要因は、補修材の施工時期、補修方法、暴露条件の3要因とした。補修材の施工時期は、ひびわれ発生時の膨張率に関する過去の検討結果⁵⁾を参考に、上面(補修面)の膨張率が0.05%の段階と0.15%の段階の2水準とした。補修方法は、シラン系表面含浸材の表面含浸、亜硝酸リチウムの内部圧入、無補修の3種類とし、これに、暴露条件は全て屋外暴露であるが降雨の掛かる環境と、屋

根の下で降雨の掛からない環境の2種類とした。供試体の種類は8種類で、各2体、全16体である。測定項目は、膨張率、質量変化率、測定孔内部の相対湿度、ひび割れ性状とした。

表4.2.3 供試体名と実験要因、測定項目

供試体名 (施工時期/補修方法/暴露条件)	施工時期 (膨張率)	補修方法	暴露条件 (屋外暴露)	測定項目			
				膨張率	質量変化率	相対湿度	ひび割れ性状
0.05% / 無補修 / 雨掛無	0.05%	無補修	屋根下(雨掛無)	○	○	—	○
0.05% / 無補修 / 雨掛有			通常(雨掛有)	○	○	—	○
0.05% / シラン / 雨掛有		シラン系表面含浸材含浸		○	○	—	○
0.05% / 亜硝酸リチウム / 雨掛有		亜硝酸リチウム内部圧入		○	○	—	○
0.15% / 無補修 / 雨掛無	0.15%	無補修	屋根下(雨掛無)	○	○	1体	○
0.15% / 無補修 / 雨掛有			通常(雨掛有)	○	○	1体	○
0.15% / シラン / 雨掛有		シラン系表面含浸材含浸		○	○	1体	○
0.05% / 亜硝酸リチウム / 雨掛有		亜硝酸リチウム内部圧入		○	○	1体	○

供試体の作成手順を、図4.2.2に示す。供試体は打設翌日に脱型し、向かい合う2つの側面と上面（補修面）に水中硬化型エポキシ樹脂パテ状接着を用いて膨張率測定用標点を貼り付けた（図4.2.1参照）。標点の貼り付けは打設翌日、翌々日の2日間でいき、膨張率の初期値（基長）は標点の貼付が全て完了した2日目に測定した。

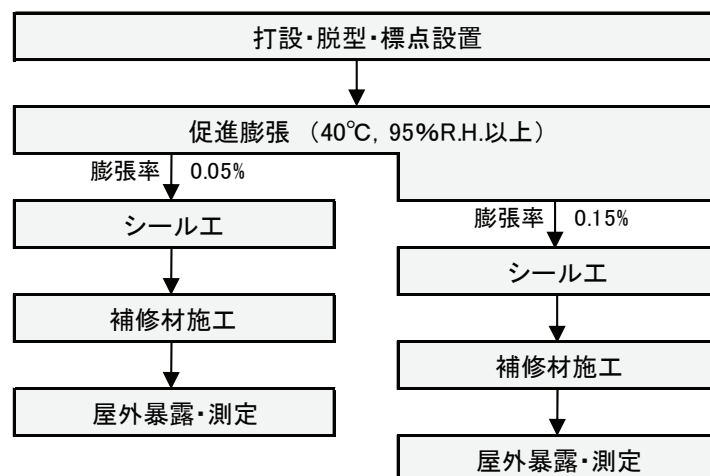


図4.2.2 供試体作成手順

基長を測定した後、40℃、95%R.H.以上の環境で、上面（補修面）における直行する2方向の平均膨張率が目標の値、0.05%、0.15%となるまで促進膨張させた。目標膨張率0.05%の供試体（以下、「0.05%供試体」と言う）は5週で8本を選定し、残りの供試体は継続して促進膨張させた。目標膨張率0.15%（以下、「0.15%供試体」と言う）では一部の供試体に膨張進行が遅いものが存在したため、7週で6本、8週で2本を選定した。供試体選定の

際には、供試体間で膨張率、ひび割れ状況に大きな差異が無いよう留意した。供試体表面の変状は、膨張率が概ね 0.05%に達した 5 週の時点で全ての供試体でひび割れの発生が確認され、一部の供試体には白色析出物が見られた。その後、膨張率が 0.15%に達する 7 週までにひび割れは増加し、白色析出物も多くの供試体で見られた。

次に、目標膨張率に達した供試体に対し、上面（補修面）を除く 5 面にシール処理（防水塗装）を行った。シール材料は土木用超柔軟形アクリルゴム系表面被覆材を用いた。次に、これらの供試体に、2 種類の補修材を施工した。シラン系表面含浸材は小型供試体を用いた実験で良好な膨張抑制効果が確認された表 4.2.4 に示すものを使用し、上面（補修面）にのみ施工した後、1 週間養生を行った。

表4.2.4 シラン系表面含浸材の仕様

成分	アルキル アルコキシ シラン
溶媒の種類	イソプロピルアルコール、メチルアルコールの混合
シランの濃度	40%
標準塗布量	0.336g/m ²
標準塗り回数	3回

亜硝酸リチウム内部圧入は、表 4.2.5 に示す仕様で実施した。圧入位置は供試体側面部とし、上面（補修面）から 100, 200, 300, 400, 500mmの位置に直径 10 mm×深さ 100mmの孔を穿孔し圧入した。亜硝酸リチウム水溶液の圧入量は、ナトリウムイオンとリチウムイオンのモル比が 1.0 となるよう決定した。圧入時間は、0.05%供試体で累計 20 時間、0.15%供試体で累計 33 時間であった。圧入後の穿孔部はグラウトによる跡埋め、再シールを行った。亜硝酸リチウム内部圧入は、実構造物での圧入作業に先立ち全面にシール工を施工するのが一般的であるが、本実験では他の条件との比較を考え、上面にはシール工を施工しないこととした。

表4.2.5 亜硝酸リチウム内部圧入の仕様

亜硝酸リチウム水溶液濃度	40%
圧入量	38.443kg/m ³
圧入圧力	0.7～1.3Mpa

屋外暴露は、小型供試体と同様に大阪市大正区南恩加島にある 2 階建ビルの屋上で行った。0.05%供試体は 2008 年 2 月下旬より、0.15%供試体は同年 3 月中旬より屋外暴露を開始し、各々 78 週（約 1 年半）まで屋外暴露を継続した。屋外暴露開始時における各供試体の膨張率は、0.05%供試体で 0.033～0.087%、0.15%供試体で 0.139～0.168%、各条件 2 供試体の平均値では 0.05%供試体で 0.047～0.069%、0.15%供試体で 0.142～0.163%であった。

供試体は補修面を上向きに設置し（図 4.2.3 参照）、[無補修/雨掛無] は屋根の下に設置

した（図 4.2.4 参照）。当該供試体は東側に壁のある場所に設置したため、直射日光は西日のみが当たることも他の供試体と異なる。また、暴露期間中は温湿度センサー挿入用の測定孔にゴム栓を挿入した上にパラフィンを被せ、さらにパテで密封した。



図 4.2.3 屋外暴露状況（雨掛有）



図 4.2.4 屋外暴露状況（無補修/雨掛無）

図 4.2.5, 4.2.6 に屋外暴露期間中の気象庁地域気象観測システム（AMeDAS）の大阪観測所における気温、降雨量を示す。

膨張率測定には、コンタクトゲージ（検長 100 および 50mm，感量 0.001mm）を用いた。また，質量変化率の測定は，電子天秤（秤量 60kg，最小表示 0.01kg）で行った。

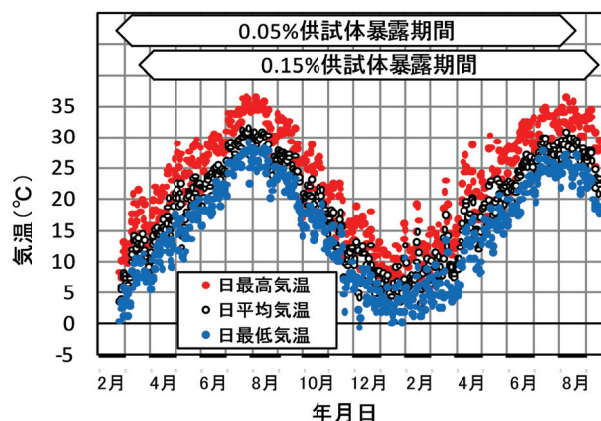


図 4.2.5 暴露期間中の気温

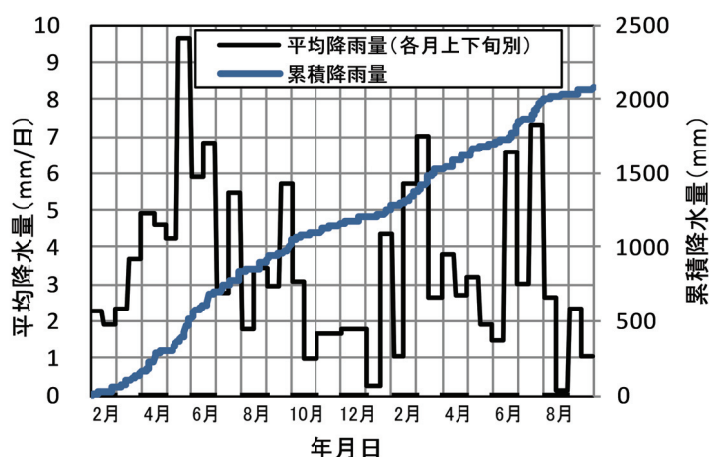


図 4.2.6 暴露期間中の降水量

相対湿度の測定は、0.15%時点で補修を行った供試体について各1体、計4体について実施した。相対湿度および温度の測定には、静電容量ポリマーのセンシング素子とバンドギャップ温度センサー、および、A/Dコンバーターとシリアルインターフェースがカップリングされた温湿度センサーを用いた。図4.2.7に、センサーの誤差を示す。25℃での相対湿度測定誤差は10～90% R.H.の範囲で±1.8% R.H.であり、この範囲を外れるに従って誤差は直線的に増加し、0または100% R.H.での誤差は±4.0% R.H.である。

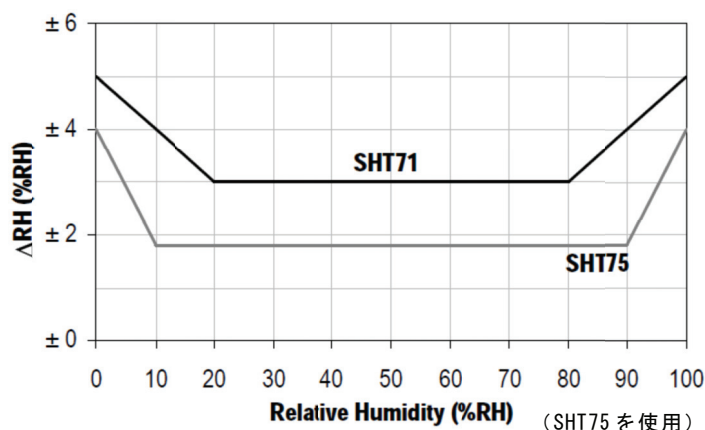


図4.2.7 センサーの相対湿度測定誤差

センサーは図4.2.8に示すように、供試体に設けた測定孔への挿入時に先端部周辺が内壁に密着するよう作製したアルミ製プローブの先端部に取り付けた。プローブ挿入時は、水分が散逸しないよう測定孔をパテで密閉した。測定にあたっては、測定日前日に供試体を20℃±2℃の室内に移し、測定値が安定するセンサー挿入後120分経過時の値を測定値とした。

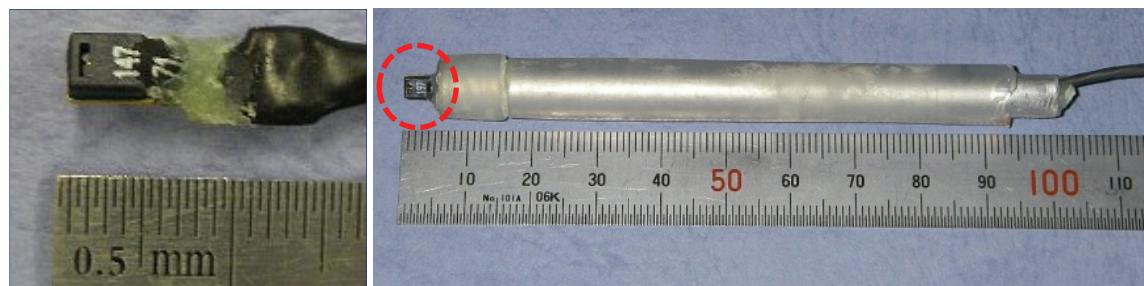


図4.2.8 センサー外観

ひび割れ性状を除く項目の測定頻度は、暴露開始後の経過期間、季節的要因も考慮して、暴露開始後4週までは毎週、その後26週までは隔週、その後64週までは4週または5週間に1回、その後は隔週を基本とした。なお、表面からの深さが400mm位置での相対湿度のみ、屋外暴露開始後8週経過時点から測定を開始した。また、ひび割れ性状は、0, 14, 26, 39, 52, 64, 78週に測定した。

4.2.2 実験結果と考察

(1) 相対湿度の変化

図4.2.9～4.2.12に各供試体の測定孔内の相対湿度変化を、同様のデータを上面（補修面）からの距離毎に整理して、図4.2.13に示す。以下に、各供試体での変化について述べる。

a) 【無補修/雨掛無】（図4.2.9参照）

相対湿度は9月頃まで低下が続いた後に上昇に転じ、12月頃をピークとして再度低下した。9月頃までの低下は、上面（補修面）からの水分蒸発、水和反応、ゲルの吸水等が原因として考えられる。暴露初期を除き、上面（補修面）から遠くなるほど相対湿度が高くなる傾向が見られるが、遠くなるに従いその差は小さくなっており、後述する質量の変化と併せて考えると、上面（補修面）からの水分蒸発が相対湿度低下の主要因と考えられる。また、上面（補修面）から50mmの位置で、2年目の6～7月にかけて相対湿度の上昇と下降が見られた。後述する膨張率の変化（図4.2.17 1段目右側参照）とも符合することから、測定機器の異常ではないと考えられる。屋根は図4.2.4にも示すように通常の降雨では上面に直接降雨が掛からない構造としているが、暴風雨で雨がトタン屋根の下に巻き込み、上面から水分が供給された可能性も考えられる。

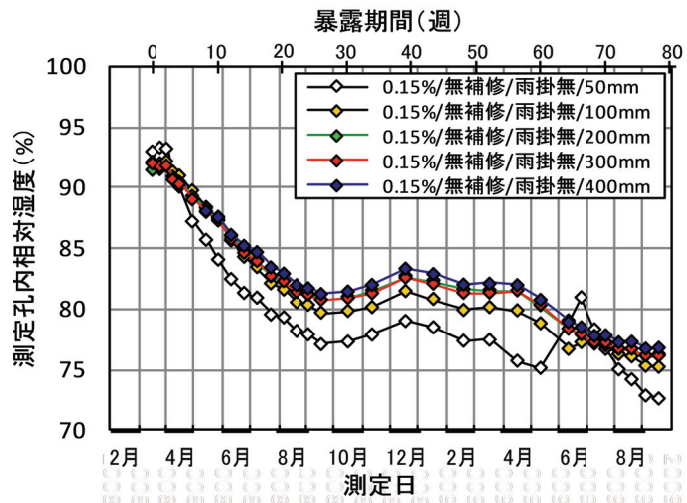


図4.2.9 相対湿度の変化（無補修/雨掛無）

b) 【シラン/雨掛有】（図4.2.10参照）

屋根下に設置した【無補修・雨掛無】（図4.2.9参照）とほぼ同じ傾向を示している。上面（補修面）から200mmまでは【無補修/雨掛無】と同様に、上面（補修面）から遠くなるに従い相対湿度が高くなる傾向が見られる。これより、シラン系表面含浸材は、十分な水蒸気透過性、透水および吸水阻止性を発揮していると判断できる。また、シラン系表面含浸材の施工は屋根下に設置したことと同様の効果を持つとも言える。

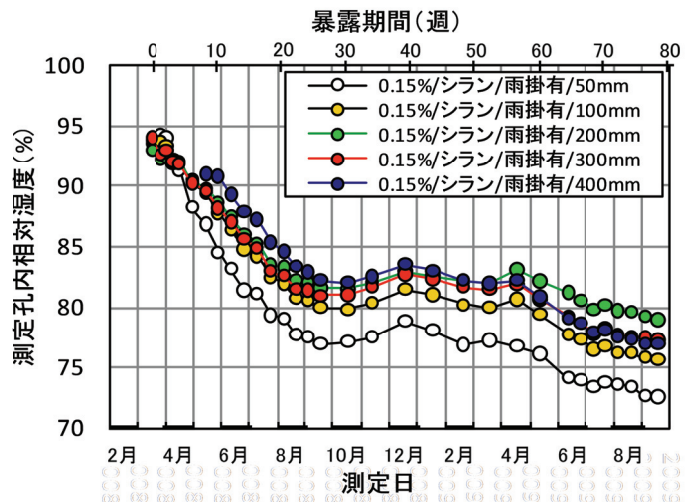


図4.2.10 相対湿度の変化（シラン系表面含浸材/雨掛有）

また、【無補修/雨掛無】と同様に、12月頃をピークとした冬期における相対湿度の上昇がみられる。これは後述する質量増加が見られないこと（図4.2.15参照）と一見矛盾するが、その一因としては屋外暴露時と測定時の温度差が考えられる。すなわち、別途測定孔内にセンサーを約1週間に渡り挿入

した状態で実施した連続測定の結果では、一日を周期とする測定孔内の温湿度変化において、温度と相対湿度には正の相関が確認されている。この原因としては、孔内空気の温度上昇に伴う飽和水蒸気量増加の影響よりも、コンクリートから孔内への水分のしみ出しによる影響が上まわったことが考えられる。屋外暴露環境から $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ の測定室内に供試体を移動した際に温度差がある場合にも同様の現象が生じていると考えられる。したがって、水分量が一定であっても冬期は夏期よりも相対湿度が高く測定される傾向にあると考えられる。このことが冬期の相対湿度上昇の一因と考えられる。

c) [亜硝酸リチウム/雨掛有] (図4.2.11参照)

亜硝酸リチウムを内部圧入した供試体は、他の供試体と比較して相対湿度の変化が小さい結果となった。上面から200mmまでの範囲では上面に近いほど相対湿度が高いこと、50mmの位置では[無補修/雨掛有]と同様に8～9月に反転上昇していること(図4.2.12参照)、さらに後述する質量変化から、長期的には水分逸散による相対湿度の低下傾向が見られるものの、その一方で、表面からの水分浸透の影響も窺える。

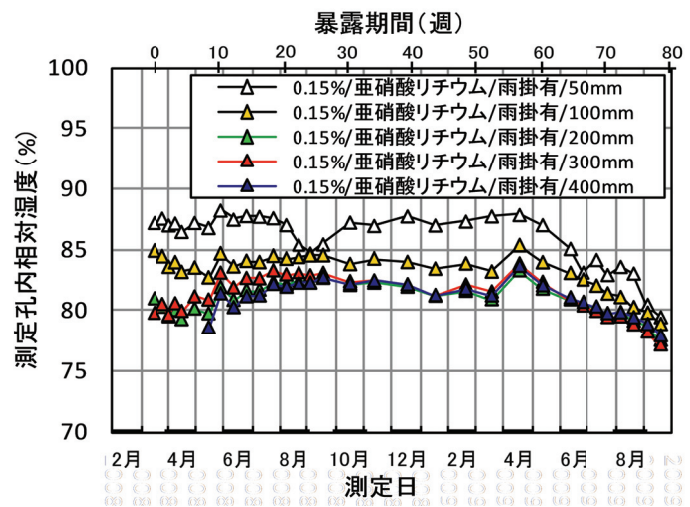


図 4.2.11 相対湿度の変化(亜硝酸リチウム/雨掛有)

d) [無補修/雨掛有] (図4.2.12参照)

200mmより深い部分での相対湿度の変化は、[無補修/雨掛無]、[シラン/雨掛有]と同様の傾向であった。その一方、100mmまでの範囲では、上面からの水分の浸透によると考えられる相対湿度の上昇が生じた。50mmでは8月下旬頃を境として相対湿度が上昇に転じているのに対し、100mmではこれより2週間程度遅れて上昇に転じており、上面から徐々に水分が浸透している可能性が窺える。

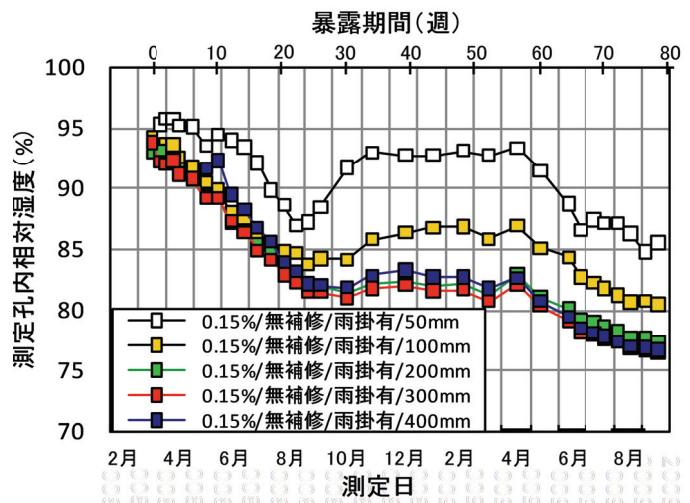


図 4.2.12 相対湿度の変化(無補修/雨掛有)

e) 上面(補修面)からの距離別比較

図 4.2.9～図 4.2.12 に示した相対湿度を、上面(補修面)からの距離毎に整理したもの

を図 4. 2. 13 に示す. [シラン/雨掛有]は、いずれの位置においても[無補修/雨掛無]とほぼ同様の値となっていることから、シラン系表面含浸材の施工は屋根の設置と同様の効果があると言える.

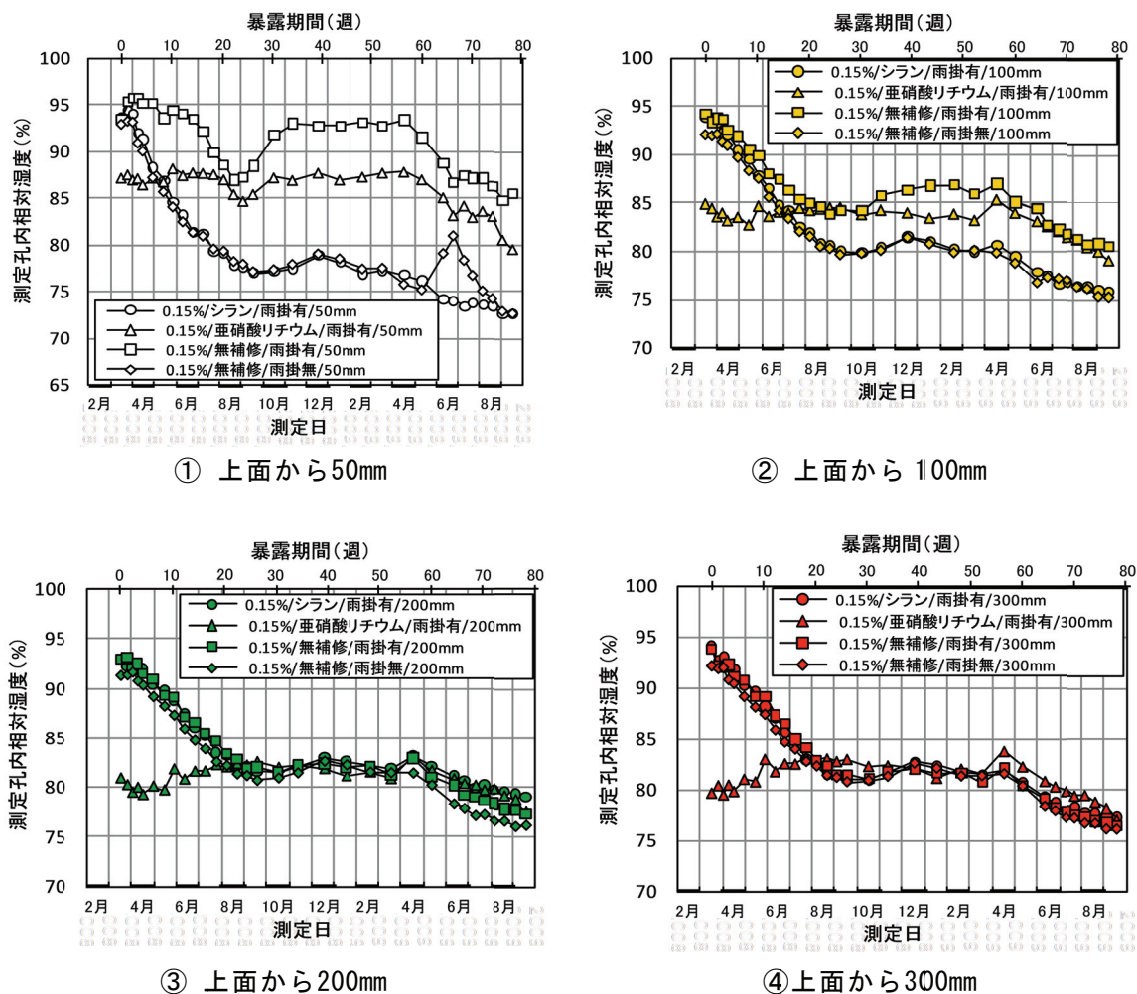


図4. 2. 13 相対湿度の変化（上面からの距離別）

f) 補修による湿度低減効果

無補修の場合を基準とした、シラン系表面含浸材含浸および亜硝酸リチウム内部圧入による 78 週経過時点での相対湿度低減量を図 4. 2. 14 に示す. 降雨が掛かる環境でのシラン系表面含浸材含浸による相対湿度の低減効果は、上面（補修面）から 50mm の位置では 13%R.H.程度であり、上面（補修面）から離れるに従い減少し、

200mm弱で無補修との差が無くなる結果となった. 亜硝酸リチウム内部圧入も同様の傾向

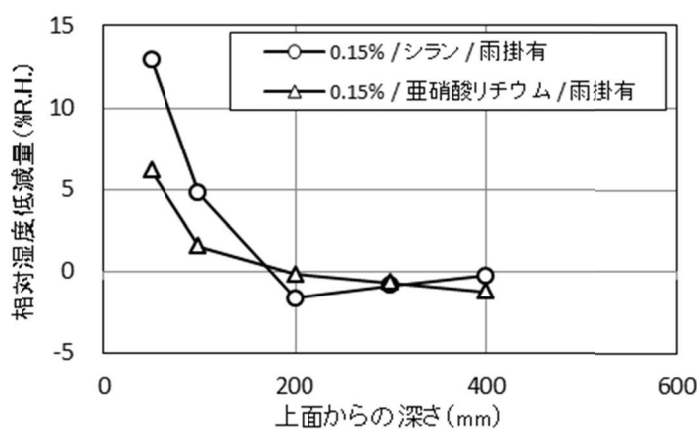


図4. 2. 14 補修材による相対湿度低減効果

であるが、相対湿度の低減量は50mmで約6%である。

(2) 質量の変化

0.15%供試体のうち、相対湿度を測定した供試体の質量変化率を図4.2.15に示す。[無補修/雨掛有]が最も質量減少率が小さく、相対湿度の低下が小さい事とも一致する。[無補修/雨掛有]では9～3月頃の間、残る3種類では11～2月頃の間は質量変化がほとんど無いが、長期的には水分の逸散による質量減少がみられる。

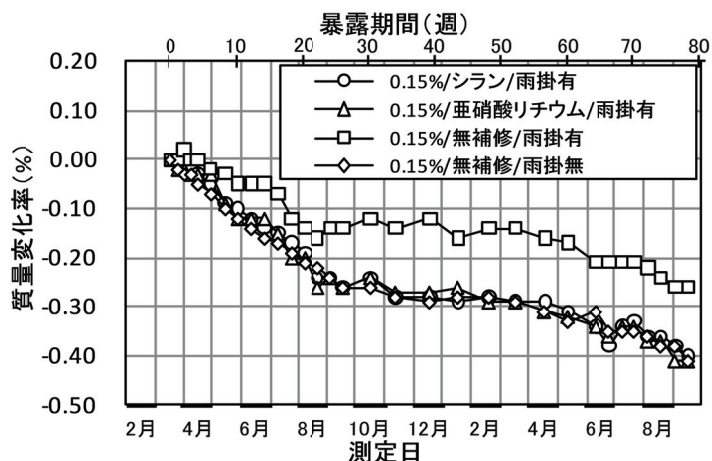


図4.2.15 質量の変化（0.15%供試体）

0.05%供試体の質量変化率を図4.2.16に示す。0.15%供試体と同様に季節的な要因の影響が窺える。また、[亜硝酸リチウム/雨掛有]は0.15%供試体とほぼ同じ質量変化率を示しているが、他の3種類は0.15%よりも小さな質量減少率を示した。この原因としては、0.15%供試体の方がより長い促進膨張期間であるために水分が多く供試体に蓄積され、屋外暴露時の水分逸散が多くなったと考えられる。後述するように、吸水膨張は生じていても（図4.2.17 4段目参照）質量は減少していることから、表面からの逸散量が膨張に伴う吸水量を上まわっていると考えられる。

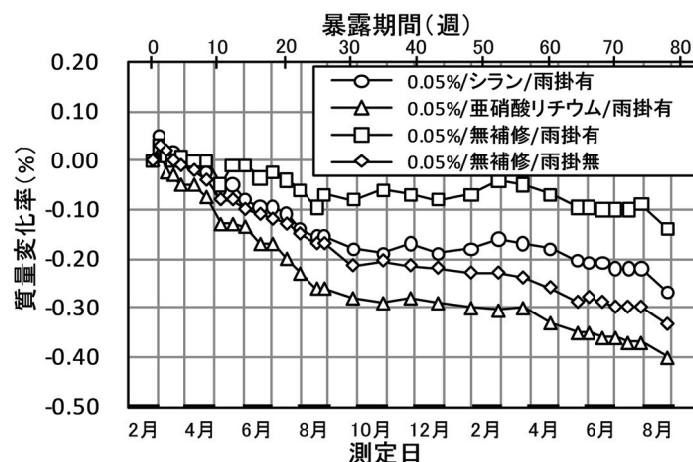


図4.2.16 質量の変化（0.05%供試体）

(3) 膨張率の変化

a) 全体的な傾向

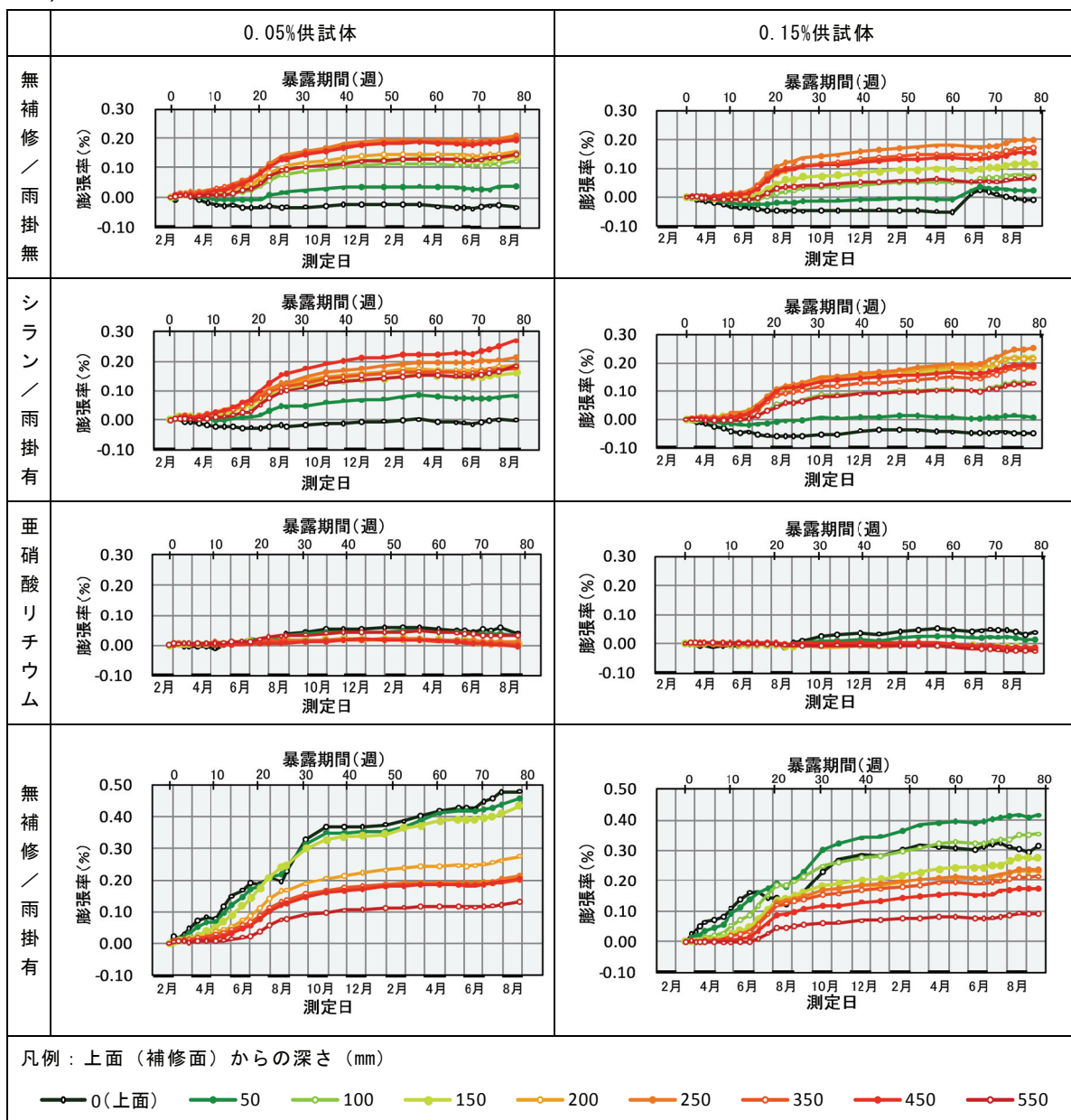


図4.2.17 膨張率の変化

図4.2.17に屋外暴露開始時点からの膨張率の変化を示す。値は、各2体の平均値である。全体的な傾向としては、[亜硝酸リチウム/雨掛有]を除き、相対湿度の変化と符合した変化を示している。すなわち、上面（補修面）からの水分浸透がほとんど無いと考えられる[無補修・雨掛無]、[シラン/雨掛有]は、上面（補修面）に近いほど膨張率が小さく、逆に、上面（補修面）からの水分浸透が有る[亜硝酸リチウム/雨掛有]、[無補修/雨掛有]では上面（補修面）に近いほど膨張率が大きくなる傾向を示した。また、内部拘束によると考えられる影響も一部でみられる。例えば[無補修・雨掛無]の78週経過時点では、補修面から深いほど相対湿度は大きい（図4.2.9参照）、膨張率は0.05%供試体、0.15%供試体とも250mmが最大となっている（図4.2.17最上段参照）。これは、供試体全体で一様な膨張力

が生じたとしても、拘束条件の違いにより端部は中央部に比べて膨張量が小さくなるという、内部拘束の影響によるものと考えられる。

季節的な要因では、[亜硝酸リチウム/雨掛有]を除く全般的な傾向として7月頃に最も膨張速度が大きくなっており、0.05%供試体よりも0.15%供試体でその傾向が強い。図4.2.18は、膨張率の大きい250mm位置での「無補修・雨掛無」の平均膨張速度と日最高気温の関係を示すが、気温との相関が認められる。膨張速度のピークは気温のピークよりも半月程度早くなっているが、その一因として

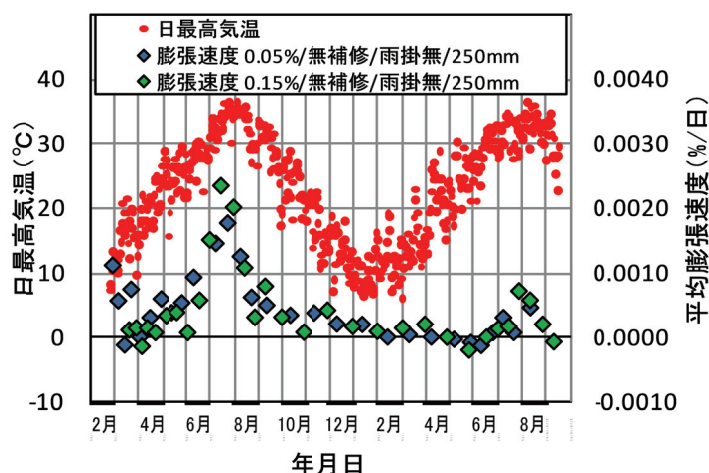


図4.2.18 平均膨張速度と日平均気温との関係

では、直射日光の輻射熱による供試体温度の上昇が考えられる。また、同図より、1年目の夏と2年目の夏における膨張速度を比較すると、後者の方が小さい。この原因としては、図4.2.9に見られるように2年目は1年目に比べて供試体内部の水分量が減少したことや残存膨張力が小さくなったことが考えられる。

b) 温度と水分量の影響

温度、水分量と膨張速度との関係を、図4.2.19に示す。温度は図4.2.5と同様に地域気象観測システムにおける近隣観測所の日平均気温を、水分量は供試体測定孔内の相対湿度を指標とした。縦軸の平均膨張速度は、測定期間毎に平均気温、平均相対湿度、膨張速度(%/日)を算出し、平均気温(5℃刻み)、平均相対湿度(5%刻み)の組み合わせ毎に各測定期間の日数で加重平均した値である。データは、[亜硝酸リチウム/雨掛有]を除く3供試体の全測定孔位置(50, 100, 200, 300, 400mm)、全測定期間とした。300, 400mmは膨張率測定用標点が無いため、これを挟む2標点の膨張率の平均値とした。5℃, 30℃については、相対湿度との組み合わせで見た場合に存在しない組み合わせがあったため、図からは省いている。データ数が少ないことや、温湿度が同時に変化する状態を平均値で代表していることなどからデータにばらつきがあるものの、平均気温、平均相対湿度

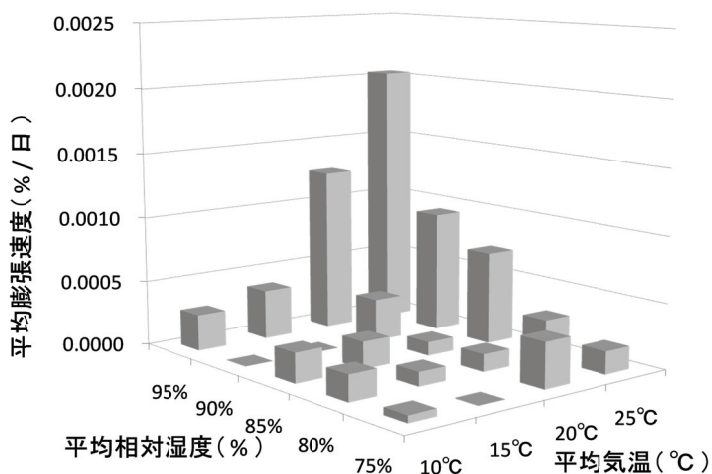


図4.2.19 平均気温、平均相対湿度と平均膨張速度の関係

除く3供試体の全測定孔位置(50, 100, 200, 300, 400mm)、全測定期間とした。300, 400mmは膨張率測定用標点が無いため、これを挟む2標点の膨張率の平均値とした。5℃, 30℃については、相対湿度との組み合わせで見た場合に存在しない組み合わせがあったため、図からは省いている。データ数が少ないことや、温湿度が同時に変化する状態を平均値で代表していることなどからデータにばらつきがあるものの、平均気温、平均相対湿度

ともに膨張速度と正の相関があり、どちらか一方ではなく両者が同時に高い場合に、膨張速度が顕著に大きい傾向が認められる。

c) [無補修/雨掛無] 供試体 (図 4.2.17 1 段目参照)

78 週間の屋外暴露で、0.05%供試体、0.15%供試体とも、屋外暴露開始から最大で約 0.2% の膨張率増加となった。0.05%供試体の方が残存膨張力は大きいと考えられるが、屋外暴露による膨張率の変化に大きな差は生じていない。また、0.15%供試体の上面と 50mm位置では、暴露開始後 65 週頃の 6～7 月にかけて膨張率のピークが生じており、前述の相対湿度のピーク (図 4.2.9 参照) と符合する。

d) [シラン/雨掛有] 供試体 (図 4.2.17 2 段目参照)

相対湿度と同様に、[無補修/雨掛無] と近似した傾向を示した。78 週間の屋外暴露により、膨張率は 0.05%供試体、0.15%供試体とも、屋外暴露開始から最大で約 0.26%前後の膨張率増加を示した。[無補修/雨掛無] より大きい値ではあるが、良好な膨張抑制効果を示していると判断できる。内部の水分量は減少傾向にあることから (図 4.2.10 参照)、当面は大きな変化が生じないと考えられる。しかし、内部の膨張は継続しており (図 4.2.17 2 段目参照)、ひび割れ幅の増大、内部への水分浸透、膨張速度の増加、ひび割れの増大と言う悪循環が生じ、実構造物で事例が報告されているいわゆる「再劣化」に転じる可能性も考えられる。

e) [亜硝酸リチウム/雨掛有] 供試体 (図 4.2.17 3 段目参照)

0.05%供試体、0.15%供試体とも膨張率の増加は最大でも 0.06%程度と他に比べて小さく、その範囲は上面から 50mm程度に限られる。高温多湿の夏でも顕著な膨張が見られず、亜硝酸リチウムによる膨張抑制効果が示されている。膨張率のピークは 2 年目の春頃であり、気温との相関は他の供試体と違う傾向を示した。

f) [無補修/雨掛有] 供試体 (図 4.2.17 4 段目参照)

0.05%供試体で 0.48%、0.15%供試体でも 0.41%と非常に大きな膨張を示した。前者の方が顕著な膨張を示した理由としては、残存膨張力の差が考えられる。また、上面に近い部分では、1 年目の夏期に膨張率が減少する傾向が見られた。この原因としては、日射や気温の上昇で特に供試体表面近くの温度が高くなり、乾燥し易い状態にあったことが一因として考えられる。

(4) 補修による膨張抑制効果

補修材施工の有無による膨張率の差は、アルカリシリカゲルの吸水膨張量の差のみではなく、乾燥収縮等の影響も含まれると考えられ、厳密な意味での ASR 膨張抑制効果ではない。しかし、補修材の施工の有無によって生じた差であるため、ここでは、膨張抑制効果に含めて考える。

屋外暴露開始時点を基準とした78週経過時点での各供試体の膨張率の変化量（増加量）と上面からの距離との関係を、図4.2.20に示す。値は、各2体の平均値である。距離によって大小関係が逆転する場合があるものの、補修材料、暴露条件が同じであれば全体的な傾向は0.05%供試体も0.15%供試体も同じであり、[無補修/雨掛有]は上面に近いほど膨張が大きく、[シラン/雨掛有]と[無補修/雨掛無]は250mmあたりをピークとした膨張を示し、また、[亜硝酸リチウム/雨掛有]は全体にわたって膨張が抑制される結果となった。

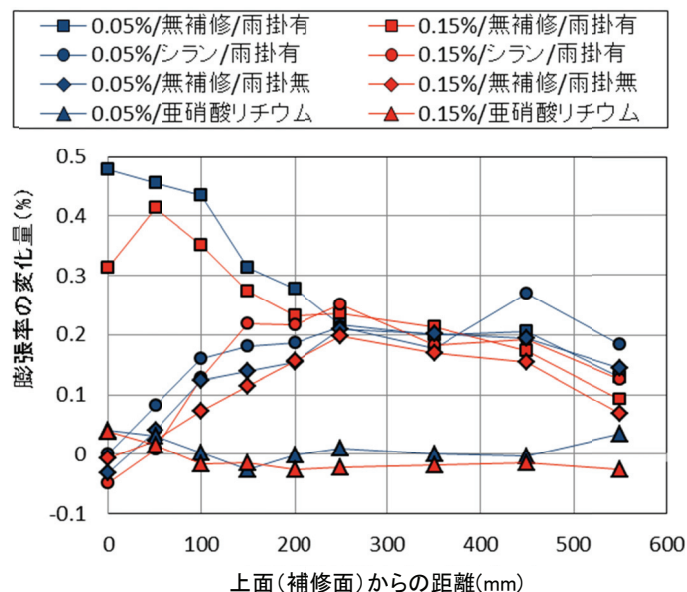


図4.2.20 補修材による膨張抑制効果（78週）

各距離における[シラン/雨掛有]と[無補修/雨掛有]との差によって求めたシラン系表面含浸材の膨張抑制効果を、図4.2.21に示す。0.05%供試体、0.15%供試体とも上面（補修面）から遠ざかるに従い効果が減少し、250mm程度で、膨張抑制効果が無くなる。前述の相対湿度低減効果が確認された範囲が200mm程度であったことと、概ね一致する結果である（図4.2.14参照）。上面（補修面）

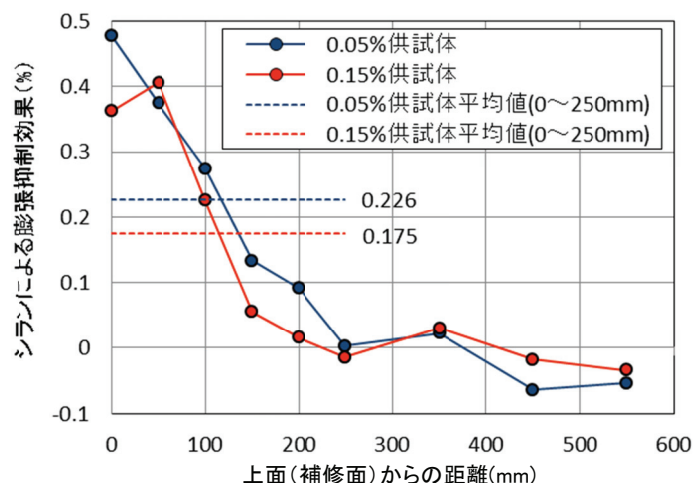


図4.2.21補修時期による膨張抑制効果の比較（78週）

から250mmまでの平均値で評価すると、0.05%供試体の方が0.05%程度大きな膨張抑制効果を示した。例として、上面（補修面）から100mm位置での0.05%供試体と0.15%供試体の膨張抑制効果の比較を図4.2.22に、同じく200mm位置での比較を図4.2.23に示す。

縦軸は標点貼り付け時を基準とした値であるため、グラフ右側に下向き矢印で示した膨張抑制効果の算出にあたっては、屋外暴露開始時点での無補修供試体とシラン含浸供試体の膨張率差を補正した。すなわち、図4.2.22に示す0.05%供試体を例にとると、78週経過時点（8月26日）での各々の膨張率は0.494%（無補修）と0.200%（シラン）であり、その差は0.294%である。しかし、屋外暴露開始時点（2月25日）での膨張率は目標膨張率の0.05%ではなく、各々、0.060%（無補修）と0.040%（シラン）で0.02%の差があった。この差は、上面（補修面）と100mm位置、200mm位置の膨張率は違うこと、上面（補修面）

でも厳密には目標膨張率とは異なることによって生じる。したがって、膨張抑制効果の算出に当たっては屋外暴露開始時点での差 0.02% を補正して 0.274% としている。

100mm位置でのシラン系表面含浸材施工後の膨張率増加量（図 4.2.22 の上向き矢印）は各々 0.160%（0.05%供試体）と 0.128%（0.15%供試体）で前者の方が大きい。この理由としては、施工時の膨張余力の差が影響していると考えられる。維持管理の観点から重視すべき下向き矢印で示された膨張抑制効果は、それぞれ 0.274%（0.05%供試体）と 0.226%（0.15%供試体）であり、0.15%よりも0.05%の方が、すなわち、早期に施工した方が大きな膨張抑制効果が得られた。また、早期の施工により、膨張抑制効果だけでなく膨張の絶対値も低い水準に抑えられる。

上面（補修面）から 200mm位置での傾向（図 4.2.23 参照）は 100mm位置と若干異なる。すなわち、100mm位置では 78 週経過時点で 0.5%程度に達していた無補修供試体の膨張率が、200mm位置では 0.3~0.4%と小さくなっており、表面からの水分供給が 100mm位置に比べて少ない状況が窺える。一方、シランを含浸させた供試体は 0.05%供試体、0.15%供試体とも 100mm位置と概ね同じ傾向を示しており、その差は最大でも 0.05%程度である。このため、シラン含浸による膨張抑制効果が 100mmに比べて小さくなっている。しかし、補修時期による膨張抑制効果を比較すると 0.05%供試体の方が大きく、100mm位置と同様に早期に補修した方が大きな膨張抑制効果をもたらす結果となった。

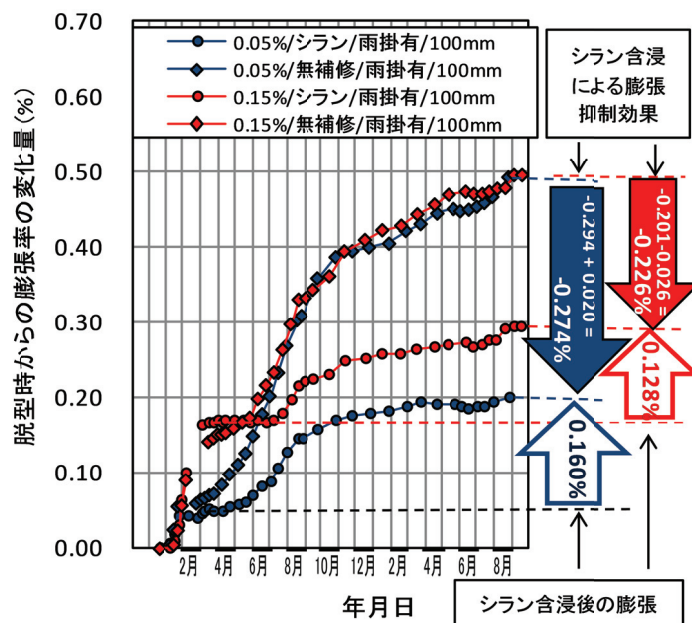


図 4.2.22 施工時期がシラン系表面含浸材の膨張抑制効果に与える影響（100mm）

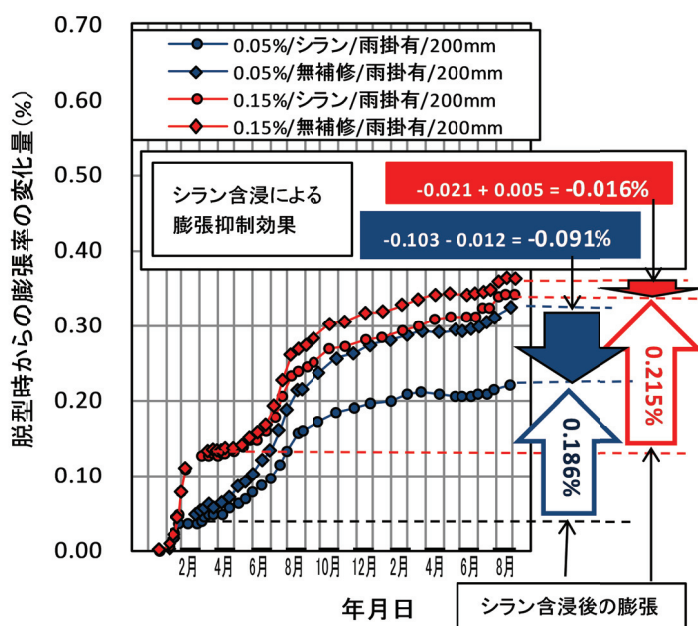


図 4.2.23 施工時期がシラン系表面含浸材の膨張抑制効果に与える影響（200mm）

亜硝酸リチウムを内部圧入した供試体は、前述の通り全長に渡り高いレベルで膨張が抑制されており、施工時期による差も小さい。しかし、施工時期が遅いことはそれまでにより多くの膨張を放置することであり、膨張の絶対値を低い水準にとどめるためには、早期の施工が望ましい。

(5) 表面ひずみとひび割れ性状の変化

図4.2.24、4.2.25に、0.05%供試体および0.15%供試体のひび割れ幅別ひび割れ密度と補修面（上面）の膨張率の変化を示す。値は、各2体の平均値であり、膨張率は標点貼り付け時を基準とした値である。

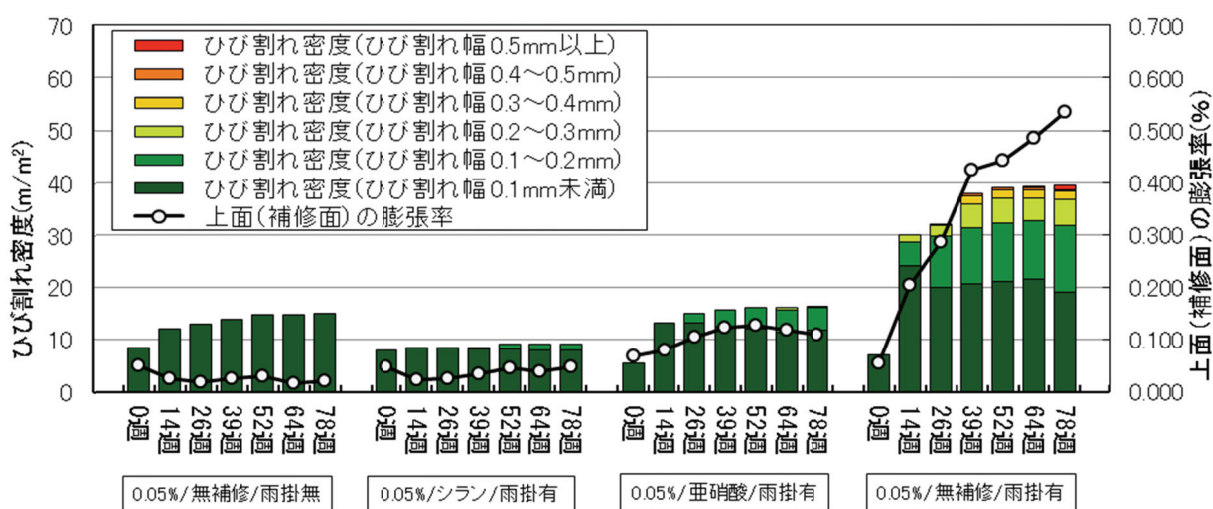


図4.2.24 ひび割れ密度の変化（0.05%供試体）

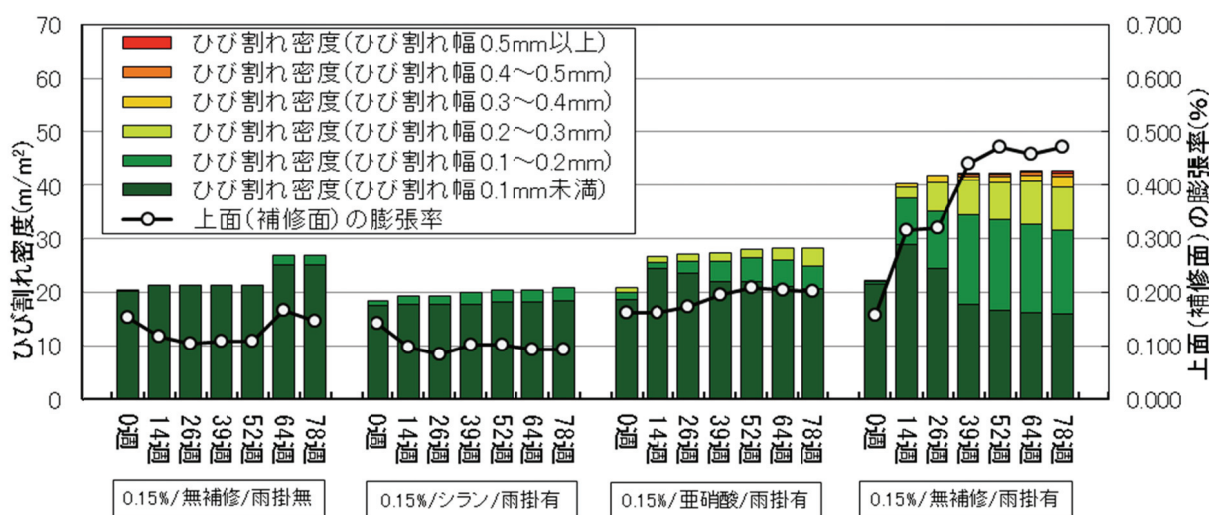


図4.2.25 ひび割れ密度の変化（0.15%供試体）

膨張率の大きい [無補修/雨掛有] のひび割れ密度は、0.05%供試体、0.15%供試体共に 40m/m^2 程度が上限であり、それ以上は膨張率が増加してもひび割れ密度は大きくならず、ひび割れ幅が増加する傾向がある。降雨による影響で内部よりも上面付近の膨張が大きく（図4.2.17参照）かつ乾湿繰り返しがあるために、上面でのひび割れ密度やひび割れ幅が増加していると考えられる。同様に上面からの水分浸透がある [亜硝酸リチウム/雨掛有]

もひび割れ密度の絶対値は小さいものの、内部よりも上面付近の膨張が大きいために、ひび割れが増大していると考えられる。一方、[シラン/雨掛有]、[無補修/雨掛無]は、特に暴露初期において、膨張率が減少しているにもかかわらず、ひび割れ密度が増大する傾向にある。この理由としては、内部では膨張が継続しているのに対し、表面近くでは乾燥による収縮が生じ、ひび割れが進展しているものと考えられる。以上のように、膨張率の変化と同様に、ひび割れ密度の変化も内部拘束の影響を受けていると考えられる。

図4.2.26に、上面（補修面）の膨張率とひび割れ密度との関係を示す。膨張率は型枠脱型時を基準とした値であり、膨張率、ひび割れ密度とも各2体の平均値である。両者には相関関係が認められ、ひび割れ率からおおよその膨張率を推し量ることは可能であると考えられる。しかし、ひび割れ幅0.1mm以上、0.2mm以上、0.3mm以上と対象とするひび割れ幅が大きくなるに従い、プロットと水平軸との交点が右側へ移動する、すなわち、ひび割れ

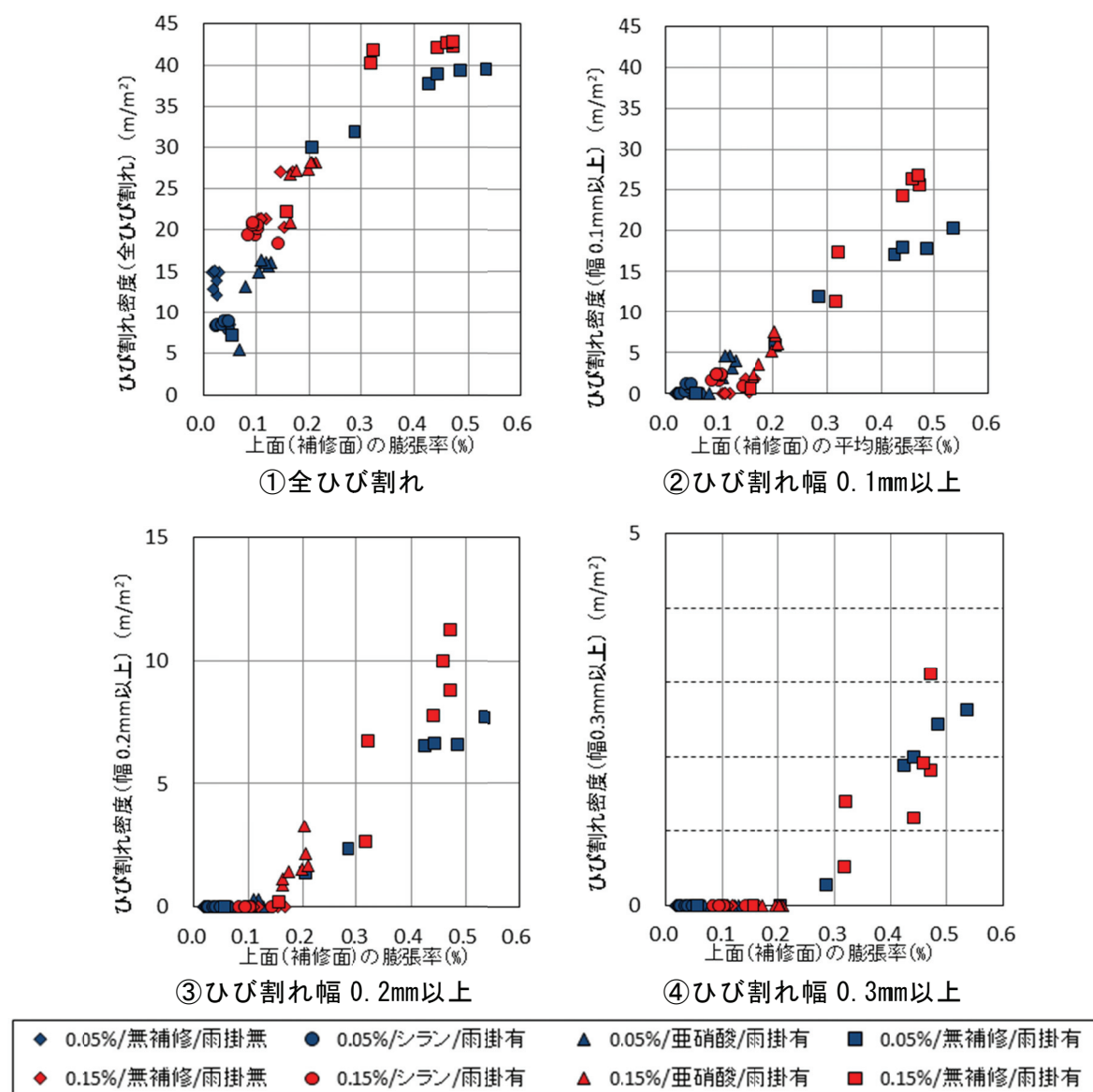


図4.2.26 膨張率とひび割れ密度の関係

密度が0であっても膨張している可能性が大きくなる。したがって、ひび割れ密度から膨張率を推定する場合は、ひび割れ幅0.1mm未満も含めた全ひび割れを対象とするひび割れ密度を用いる必要がある。

(6) 実験結果のまとめと留意点

a) シラン系表面含浸材

本実験の条件下では、シラン系表面含浸材の水分低減効果および膨張抑制効果は表面から深くなるに従い減少し、その範囲は200～250mm程度であった（図4.2.14，図4.2.21参照）。相対湿度（図4.2.13参照）、質量変化率（図4.2.15，図4.2.16参照）、膨張性状（図4.2.20参照）は[無補修/雨掛無]と同様の傾向を示しており、膨張力の大きい供試体への適用であるにもかかわらず、直接雨が掛かる環境にあっても屋根を設けたのと同様の効果を発揮した。

シラン系表面含浸材の施工の有無がもたらす膨張率の差（表面から250mmまでの平均）は、膨張率0.05%時施工の場合で0.226%の低減、0.15%時の施工で0.175%の低減となり（図4.2.21参照）、早めの施工の方が高い膨張抑制効果を示した。絶対値そのものも早めの施行の方が低く、早めの施工が高い効果を発揮することが判った。

b) 亜硝酸リチウム内部圧入

本実験の条件下では、亜硝酸リチウム内部圧入は、供試体全体にわたり十分な膨張抑制効果が確認された。上面近くでは相対湿度の上昇がみられ（図4.2.11参照）、膨張率も内部より大きな値となっているが、最大でも0.06%程度であり実際の維持管理上問題となる膨張ではない（図4.2.17 3段目参照）。亜硝酸リチウム内部圧入は近年実用化された新技術であることに加え、従来の補修工法に比べてコストが高いこともあり、施工実績は少ない。しかし、擁壁など表面保護工法による水分浸透の防止が困難な構造物でも十分な膨張抑制効果が期待できることはシラン系表含浸材には無い特長である。

c) 留意点

本実験は道路橋橋脚の一部を想定し、これに近い条件で実験を行ったが、短期間での評価を得るため配合においてはアルカリを添加するなどしたほか、以下の点において実構造物との差異があることを考慮する必要がある。さらなる知見の蓄積が必要と考えられる。

環境条件：上部工によって大部分が日陰となる道路橋橋脚と比較した場合、本実験における屋外暴露では、日中は直射日光の影響でより高温になり易く、夜間は体積に比べて表面積が大きいことから低温になり易い環境にある。特に、直射日光による供試体温度の上昇は、実橋脚の模擬という点でさらなる検討が必要である。すなわち、直射日光による温度上昇は、温度だけを考えた場合膨張促進側に作用するが、これによって水分の逸散が促進されるため、湿度環境からは膨張抑制側に作用すると考えられる。また、本実験では[無補修/雨掛有]での膨張が上面から内部へと進行したものの、実験の期間内では全長に渡り大きな膨張を呈するに至らなかった。仮に、膨張を促進する温度と水分量が保たれた場合、

[無補修/雨掛有] でより深い部分まで膨張が進展し、その結果としてシラン系表面含浸材の膨張抑制効果も違ったものとなる可能性がある。実構造物の環境は多種多様かつ変化に富んでいる場合が多く、シラン系表面含浸材をはじめとした表面保護工法の膨張抑制効果を評価するにあたっては、このことに留意する必要がある。

拘束条件：道路橋橋脚はRCあるいはPC構造であるのに対し、供試体は無筋である。また、隣り合った部分から受ける拘束条件も違うなど、実構造物に比べて膨張しやすい条件にある。その一方で、実構造物では配筋や形状の影響から、劣化が進行するとひずみが局所化し大きなひび割れを生じることがあり、そこから内部へと水分が供給され、膨張が促進されることも考えられる。このような違いも、実構造物の膨張劣化を考える際には重要である。

暴露期間：本実験は78週、約1年半と期間が短く、さらに長期に渡る観察が必要である。

4.3 実構造物における表面保護工法の膨張抑制効果に関する考察

(1) 表面保護工法の性能と構造物の条件を考慮した検討の必要性

表面保護工法の防水性、水蒸気透過性は表面保護工法によって決まる性能であるが、これを構造物に適用した場合の水分低減効果は構造物表面から遠ざかるに従って低下する。すなわち、表面保護工法によるアルカリシリカ反応の膨張抑制効果は、防水性、水蒸気透過性等の表面保護工法の性能以外に対象とする構造物の大きさや形状等による影響を受けることに留意する必要がある。また、構造物が大きい場合は、内部の膨張が表面に大きなひずみとなって現れるため、これが表面保護工法の防水性を低下させ、外部からの水分供給による膨張の継続や促進に繋がる循環が生じる可能性もある。

(2) 初期段階における施工の重要性

本章の実験は劣化が顕在化した構造物への表面保護工法の適用を想定し、いずれも促進膨張環境で一定の膨張を生じさせてから表面保護工法を施工しているが、ここでは、潜伏期における適用も含めて考える。アルカリシリカ反応による膨張の抑止において水分供給を遮断することの重要性は言うまでもなく、同一構造物であっても水分供給の有無によって劣化に大きな違いがあることが報告されている。河野⁶⁾は、アルカリシリカ反応による劣化の可能性のある全国約 400 橋の構造物を対象とした調査、判定において、暫定 2 車線供用の全 4 車線道路の上下線一体型の下部構造で上部に桁がかかっていない部位にのみ劣化が生じている事例がいくつかあったとしている。同様の指摘は、1986 年に小野⁷⁾が国内における劣化の事例を紹介した中でも、壁式橋脚を挙げている。

このように、初期段階から水分供給を絶つことは、アルカリシリカ反応による劣化を抑制する上で非常に重要であると考えられる。図 4.3.1 に、水分供給の有無による実構造物での劣化の違いを示す。外部からの水分供給が無い場合でも、配合や温度などの条件を満たせば構造物内部の水分によって膨張が生じる可能性はある。しかし、この場合でも、水分を遮断し続けることによって劣化期に至るような顕著な劣化に至る可能性は低く、長期間第 1 段階でとどまる可能性が高いと考えられる。

一方、劣化促進の循環が生じる第 2 段階に達すると、劣化の進行速度が速くなるだけでなく、内部への水分の蓄積が促進されることが考えられる。このような段階に達すると、ひび割れ追従性能が大きい表面保護工法を施工して新たな水分供給を遮断しても、構造物内部に十分な水分が蓄積されていれば膨張を抑制することは困難とされている⁸⁾。また、ある程度の劣化が生じた状態を想定した本章の実験でも早期に施工した方が大きな膨張抑制効果を得られる結果となっており、道路橋の橋脚等において表面保護工法の効果を最大限に発揮させるためには、早い段階で施工することが特に重要であると言える。2013 年制定のコンクリート標準示方書 [維持管理編] では、劣化が進行した場合でも補修による対策が可能な場合は、ひび割れの発生、変色、アルカリシリカゲルの滲出のように影響が軽微な段階で対策を施すことは合理的でないとしている。しかし、現実には第 3 章で述べたように劣化が進行した段階では手遅れになる場合が多いことから、仮に一部で過剰な維持管理

となる場合が生じたとしても、全体としては早期の施工を排除すべきではないと考えられる。特に、潜伏期や進展期の初期段階であれば、F種（はっ水系）よりもA種（はっ水系）の方が経済的合理性や点検の確実性の点で有利である。

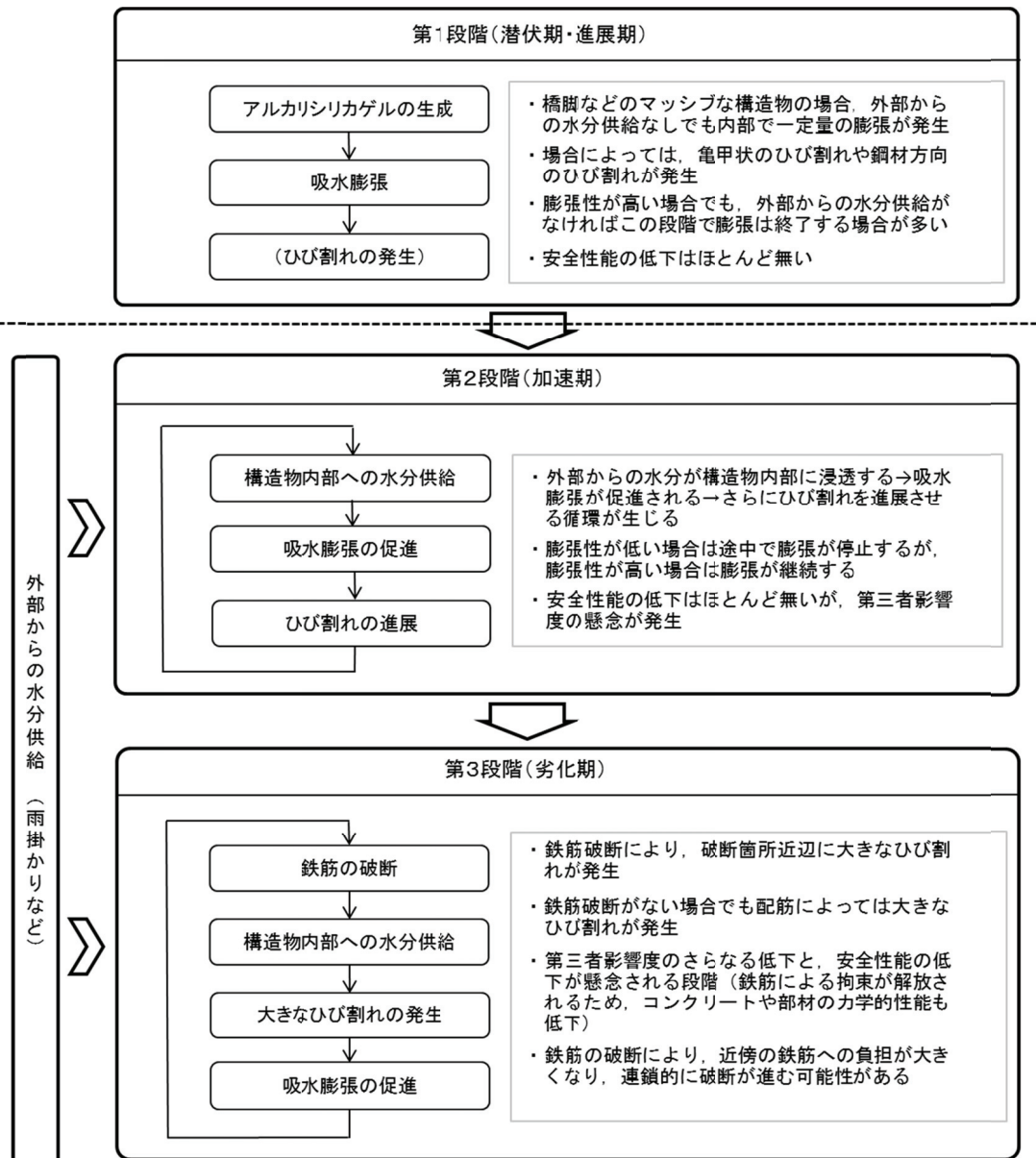


図 4.3.1 水分供給の有無が劣化に与える影響（概念図）

(3) 構造物内部での膨張挙動

次に、雨掛かりなどの水分供給によって、アルカリシリカ反応の劣化が進行するメカニズムについて考察する。構造物が小さいなど乾燥し易い大きさ・形状の構造物でなければ、外部からの水分供給が無くても中心部には膨張に必要な水分を有している場合が多いと考えられる。しかし、大気と接している道路橋橋脚の梁部を対象とした場合、中心部の温度変化は表面付近に比べて安定しており高温になりにくい。アルカリシリカ反応による膨張量の温度依存性は、第2章でも述べたように例えば骨材の種類等によっても大きく異なるが、一般的には温度が高いほど膨張量も大きい⁹⁾。また、本研究で実施した大型供試体実

験結果からは温度、水分のどちらかが満たされない場合は大きな膨張を示さない傾向が認められ（図 4.2.19 参照）、これを援用すると、構造物中心部はそれほど大きな膨張を示さない可能性がある。

次に、構造物表面に近い部分について考える。気温に追従して温度変化するため、内部よりも高温になりやすく、特に直射日光の輻射熱を受ける場合にはさらに高温になると考えられる。表面近くは乾燥しているために、やはり大きな膨張を生じる条件を満たしていないと考えられる。一方、雨掛かりなどがある場合は水分の条件も満たすため大きな膨張を示す可能性がある。しかし、橋脚梁部などでは降雨に応じた乾湿繰り返しとなるため乾燥の影響が大きく内部の膨張に追従できずにひび割れを生じることが一般的であり、今回の実験も同様の結果となった。

次に、構造物内部と表面付近との中間に位置する部分について考える。この部分は、条件次第ではあるが、温度もある程度に達し、かつ、水分もそれほど低下しないと言うどちらの条件もほどほどに満たす中間帯とも言うべき領域となっている可能性がある。外部からの水分浸透が無い場合は水分条件を満たさず大きな膨張は示さないが、雨水などによる水分浸透がある場合は表面付近に比べて水分が安定的に存在するため膨張を生じる可能性がある。劣化の初期段階での施工であれば表面保護工法によって中間部の水分量上昇は抑制できるが、劣化が進行して中間帯やそれよりも内部に水分が蓄積されると表面保護工法を適用しても膨張の抑制が難しくなると考えられる。例としてシラン系表面含浸材を道路橋橋脚に施工した場合を対象とした膨張性状の定性的比較を、表 4.3.1 に示す。あくまでも概念的な整理であり、種々の条件によって表とは違った状況も生じると考えられる。実際の構造物では、直射日光の有無や、鋼材の拘束など膨張に影響する条件は複雑であり、実構造物内部の温度や水分状況の把握を踏まえたさらなる検討が必要であると考えられる。

表 4.3.1 表面保護工法を適用した場合の構造物の膨張性状の定性的な比較（概念）

表面からの距離	ひび割れ発生部から雨水が内部に浸透するなどの履歴※	さらなる膨張の可能性			備考
		水分環境	温度環境		
表面付近	あり	少	高	小	さらなる膨張の可能性は[小]であるが、過去には水分供給があったため、非常に大きな膨張履歴を持つ
	なし	少		小	高温になるものの、吸水膨張に必要な水分が少ないため比較的膨張しにくい
中間部	あり	多	中	大	
	なし	中		中	
内部	あり	多	低	小	他の部分よりも温度は安定しており、顕著な膨張を生じる温度となる割合は他の部分よりも小さいと考えられる
	なし	中		小	

※本表は、現時点では水分供給が無く、構造物表面から水分が蒸散する環境にある場合を対象とする

(4) 表面保護工法の効果

本章の実験結果からは、雨掛かりのある環境でも屋根を設置するのと同様の効果を有するシラン系表面含浸材を建設後早い段階で施工することにより、アルカリシリカ反応による膨張を効果的に抑制できる可能性が高い。小型供試体の実験結果を援用するならば、建設直後であれば水蒸気透過性の低いいわゆる防水系の表面保護工法であっても効果を発揮できる可能性が高いと考えられる。

一方、劣化促進の循環が始まり内部に水分の蓄積が起こるような段階に達した場合、道路橋橋脚のような比較的マッシブな構造物では、期待するような膨張抑制効果を発揮することは難しい場合が多く、膨張余力が高い場合は亜硝酸リチウムの圧入や補強、更新などの対策を検討する必要がある。また、ひび割れ追従性の高い材料を中塗に組み込んだ表面保護工法の場合、劣化の重要な指標となるひび割れを隠すこととなり、維持管理上の見逃しを助長すると言ったデメリットを生じたことも事実である。景観を重視する都市高速道路の場合、ひび割れを隠すことが必要な場合も多いが、コンタクトゲージによる表面ひずみ測定などの入念な点検を行わない場合は、F種（はっ水系）ではなくA種（はっ水系）の活用も検討すべきである。F種（はっ水系）、A種（はっ水系）共に、表面付近のコンクリートの乾燥を促進することから、ひび割れ増大の要因となる。ひび割れを生じたコンクリートへシラン系表面含浸材の適用した際の効果についてはいくつかの研究があるが¹⁰⁾、今後は、含浸材の施工後に生じたひび割れと防水性の関係についての知見を蓄積することも重要である。

以上のように、劣化促進の循環が始まり内部に水分の蓄積が起こるような段階に達した構造物への表面保護工の適用はデメリットばかりが目立つようであるが、そうではない。表面付近のコンクリートの膨張抑制効果を有することは本章の実験でも確認されたが、効果はそれだけではない。一般的な道路橋橋脚のかぶりコンクリートの厚さは100mm程度であるのに対し、大型供試体の実験で得られたシラン系表面含浸材の水分低減効果は表面から200mm程度であり、かぶりよりも大きい。このことは重要な意味を持つ。すなわち、シラン系表面含浸材の施工により最外縁のせん断補強鉄筋や主鉄筋の腐食環境悪化を抑制できることを意味する。水分や水分移動に伴う劣化因子の侵入を抑制することにより鉄筋腐食等の可能性を低減させることが期待できる。さらには、第2章で述べた様に腐食反応に伴うわずかな水素発生量が鉄筋の脆化につながる可能性が指摘されており、鉄筋の腐食環境を改善することは鉄筋の破断抑制につながる可能性が高い。これによりせん断補強鉄筋等の健全性を持続できれば、全体としては構造物を良好な状態に維持することに資すると考えられる。

今後は、シラン系表面含浸材の施工後に生じたひび割れと防水性の関係、シラン系表面含浸材の含浸性状の確認方法や含浸性状と膨張抑制効果との関係などの分野での成果が望まれるが、後者については次章で述べる。

4.4 まとめ

以下に、本章で実施した実験の範囲内で得られた結果、および、それらから導かれる考察を示す。

- (1) 小型供試体による実験結果から、今回適用した表面保護工法はいずれも良好な膨張抑制効果を示した。
- (2) 特に、シラン系表面含浸材は供試体表面に含浸したシランの効果により表面の塗膜を除去しても膨張抑制効果を持続したが、同じシラン系表面含浸材であっても種類によって膨張抑制効果に差が生じた。
- (3) シラン系表面含浸材以外の塗膜系の表面保護工法では、表面保護工法を除去した後に急激な膨張を呈した。実構造物においても、このような急激な膨張を生じる可能性のある構造物については、維持管理上の注意を要する。
- (4) 約1年半の大型供試体による実験結果では、シラン系表面含浸材の水分低減効果および膨張抑制効果は表面から深くなるに従い減少し、その範囲は表面から200～250mm程度であった。また、その効果は、直接雨が掛かる環境にあっても屋根を設けたのと同様の効果を発揮した。亜硝酸リチウムの内部圧入は、良好な膨張抑制効果を示した。
- (5) 長期間の観察によって異なる結果となる可能性もあるが、約1年半の大型供試体による実験結果では、道路橋橋脚などの中心部の水分を低減できないことが示唆され、実構造物における「再劣化」と符合する結果を得た。これは、表面保護工法の性能の問題と言うよりは、大きさや形状に由来する構造物そのものの理由によるところが大きい。
- (6) 表面保護工法により膨張を抑制するためには、早期の施工が特に重要である。
- (7) アルカリシリカ反応の膨張は水分量だけでなく温度の影響も受けることから、最も大きな膨張を示すのは中心部ではなくそれよりも表面に近い部分である可能性がある。
- (8) 上記(4)からは、シラン系表面含浸材の施工により水分や水分移動に伴う劣化因子の侵入を抑制し、以て、鉄筋腐食等の可能性を低減させ、せん断補強鉄筋等の健全性を持続できれば、構造物を良好な状態で保つことに資すると考えられる。
- (9) コンタクトゲージによる表面ひずみ測定などの入念な点検体制を執らない場合は、F種（はっ水系）ではなくA種（はっ水系）の活用も検討すべきである。
- (10) シラン系表面含浸材の効果的な活用のためには、含浸後の膨張で生じたひび割れと防水性の関係、含浸性状の確認方法や含浸性状と膨張抑制効果との関係、構造物内部の状態把握などのさらなる検討が望まれる。

なお、(10)のうち含浸性状の確認方法や含浸性状と膨張抑制効果との関係については、第5章で検討する。

第4章の参考文献

- 1) 宮川豊章, 久田真, 菅島章文, 藤井学: 発水剤によるアルカリ骨材膨張の抑制, コンクリート工学年次論文報告集, 10-2, pp.34-39, 1988.
- 2) Kojima,T., Tomita,M., Nakano,K. and Nakaue,A.: Expansion behavior of reactive aggregate concrete in thin sealed metal tube. 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, pp.703-708, 1989.
- 3) 鍵本広之, 川村満紀: 大型コンクリート円柱内部における温度およびひずみの測定によるASR表面ひびわれ発生過程の解明, コンクリート工学年次論文報告集, vol.31, No.1, pp.1225-1230, 2009.
- 4) 久保善司: アルカリ骨材反応により劣化損傷したコンクリート構造物の補修および補強に関する研究, 京都大学大学院学位論文, pp.76-87, 2000
- 5) 日本コンクリート工学協会: アルカリ骨材反応調査研究委員会報告書, p.144, 1989.7
- 6) 河野広隆: コンクリート構造物のアルカリ骨材反応劣化進行と維持管理のあり方に関する研究, 京都大学大学院学位論文, pp.68-84, 2002.12
- 7) 小野紘一: アルカリ骨材反応による構造物の劣化の形態-日本における例-, pp.50-58, コンクリート工学, Vol.24, No.11, 1986.11
- 8) 2013年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編], pp.227-230, 土木学会, 2013.12
- 9) 岸谷孝一ほか編, 小野紘一他著: アルカリ骨材反応, pp.73-75, 1986.5
- 10) 例えば澤田巧, 福手勤, 内藤英晴, 小笠原哲也, 酒井貴洋: 表面含浸材のひび割れ改質効果に関する検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第10巻, pp.413-418, 2010.10

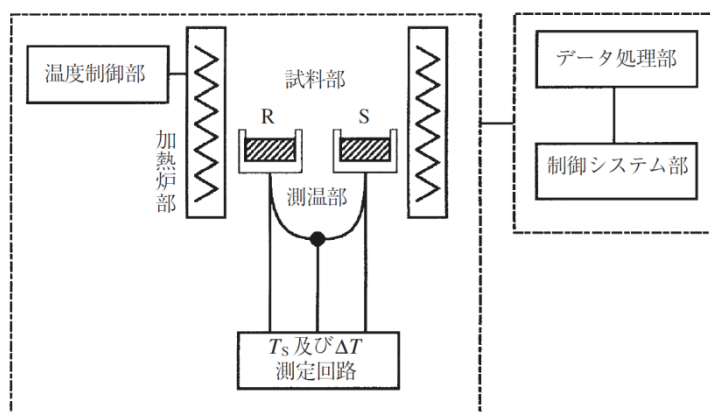
第5章 示差熱分析を用いたシラン系表面含浸材の含浸性状に関する評価

5.1 示差熱分析手法を用いた含浸量評価に関する検討

第4章では塗膜を除去した場合の各種表面保護工法の膨張効果等に関しても検討したが、シラン系表面含浸材とポリマーセメントモルタルを組み合わせた表面保護工法が優れた膨張抑制効果を発揮した。これは、コンクリート表層部に含浸したシラン系表面含浸材の効果によるものであるが、その防水性や膨張抑制効果は含浸深さの影響を受ける¹⁾。含浸深さに関する試験方法としては、含浸材を施工した試験体を割裂した後に水中に浸せきしてはっ水部分と水濡れ域から含浸深さを測定する方法が「表面含浸材の試験方法（案）」（JSCE-K571-2004）として土木学会にて制定されている。しかし、含浸深さや含浸量はコンクリートの含水率やコンクリートの配合などの影響を受ける。したがって、試験体と実際の構造物では含浸深さも異なる可能性があり、本来は実際に施工したコンクリートで含浸性状を確認することが望ましい。これに関して、山崎²⁾はEPMAを用いて炭素に着目した面分析を行い、シラン系表面含浸材の含浸深さの判定を行っている。岩瀬³⁾は撥水層と非撥水層の吸水率の差によって生じる静電容量の差から撥水層の深さを推定することを試みており、4～12mmの間で約3mm以内の精度で推定できるとしている。加藤⁴⁾は電気的手法による非破壊検査を用いることにより、シラン系表面含浸材の含浸の有無を評価できる可能性が高いとしている。田中⁵⁾は表面吸水量や表面水分率を測定することにより、実構造物で防水性を評価できる可能性があるとしている。このように、いくつかの方法でシラン系表面含浸材の含浸性状の評価が試みられているが、EPMAを除く方法は含浸の深さや含浸の有無の評価を目的としており、含浸量そのものの評価は対象としていない。また、EPMAを用いる方法も、中性化など他の要因による炭素の増加を排除する必要があるなど簡便な方法とは言い難い面も有する。本章ではシラン系表面含浸材が含浸した微量のコンクリートやモルタルを試料とし、これに示差熱分析を行うことで含浸深さや含浸量などの含浸性状を数量的に把握することを試みる。

5.1.1 示差熱分析

示差熱分析（Differential thermal analysis : DTA）とは、JIS K 0129において「試料及び基準物質の温度を一定のプログラムに従って変化させながら、その試料と基準物質との温度差を温度の関数として測定する方法」と定義されている。温度変化に伴い試料が転移や反応などを起こした場合は吸発熱により基準物質との温度差が変化するため、これを検出することにより試料の熱物性変化を把握するもの



Ts: 試料の温度, Tr: 基準物質の温度,
ΔT: 試料と基準物質との温度差

図 5.1.1 示差熱分析装置の構成の一例⁶⁾

である．装置の構成の一例を，図5.1.1に示す．

本研究では，示差熱分析だけでなく熱重量測定機能も兼ね備えた機器を使用した．熱重量測定（thermogravimetry：TG）とは，同じくJIS K 0129において「試料の温度を一定のプログラムに従って変化または保持させながら，その試料の質量を温度または時間の関数として測定する方法」と定義されている．装置の構成の一例を図5.1.2に示す．

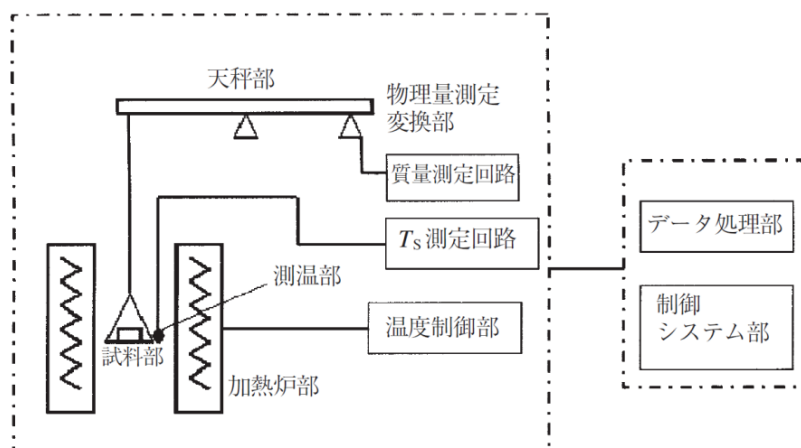


図5.1.2 示差熱分析装置の構成の一例⁶⁾

本研究で使用した機器は前述の通り示差熱分析と熱重量分析を同時に行えることから，JIS K 0129では示差熱-熱重量同時分析(simultaneous thermogravimetry and differential thermal analysis: TG-DTA) に分類される．示差熱-熱重量同時分析は「示差熱分析と熱重量測定を組み合わせて，単一の装置で同時に測定する方法」と定義されており，融解，ガラス転移，反応（硬化，重合），昇華，蒸発，脱水，熱分解などの現象を測定する技術であるが，本研究では主として示差熱分析結果を用いることから，分析としては示差熱分析の名称を用いることとする．図5.1.3に示差熱-熱重量同時分析装置の構成の一例を示す．

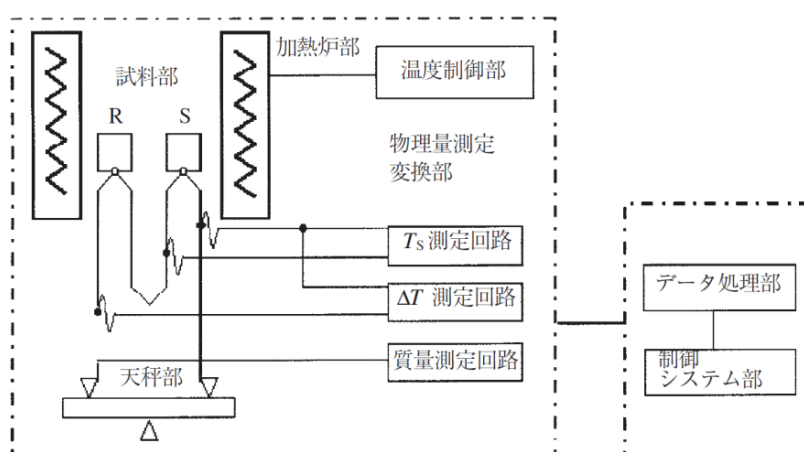
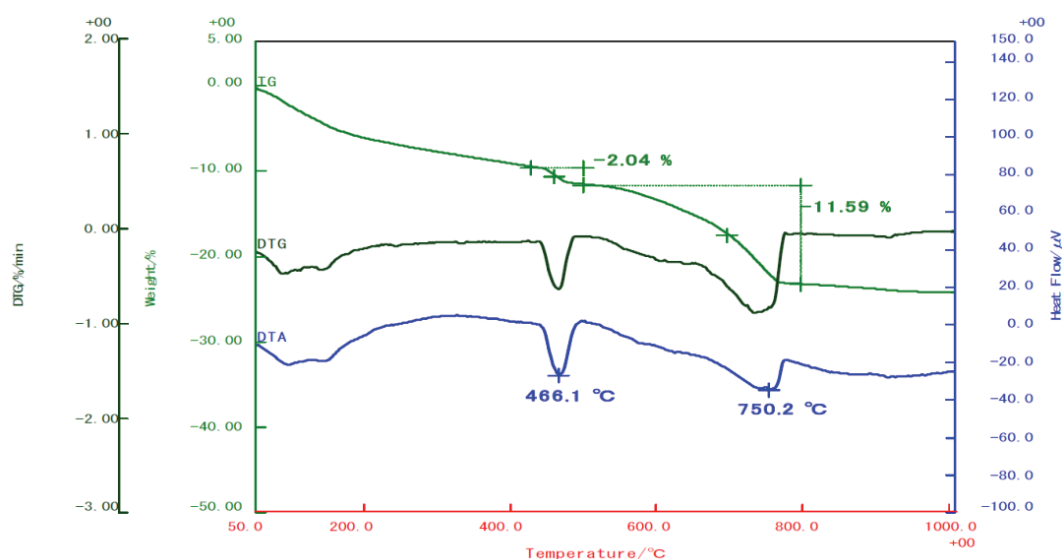
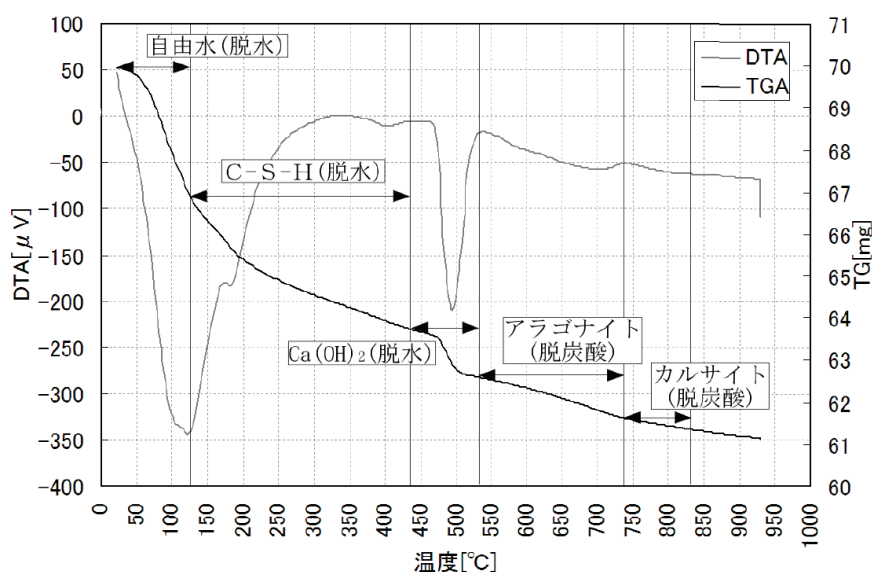


図5.1.3 示差熱-熱重量同時分析の構成の一例⁶⁾

図5.1.4に，セメントの示差熱分析結果の例を示す．図中のDTA曲線は，縦軸（右側縦軸）を温度差，横軸を温度とした曲線であり，示差熱分析によって得られる．また，TG曲線は縦軸（左側縦軸）を質量，横軸を温度とした曲線であり，熱重量分析によって得られ

る曲線である．DTA曲線は，例えば 466.1°C を中心として下に凸の曲線を描いているが，これは吸熱を示している．TG曲線は右肩下がりとなっており，温度の上昇と共に全域で質量が減少していることを示している． 466.1°C 前後では吸熱と共に顕著な質量の減少が生じていることがわかる．図 5.1.4 の例では， 450°C 付近から水酸化カルシウム ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) の脱水， $500\sim 800^{\circ}\text{C}$ 付近を炭酸カルシウム (CaCO_3) の脱炭酸が生じたとしている．また，図 5.1.5 に，材齢 91 日まで封缶養生を行ったモルタルの示差熱分析結果の例を示す．この例では，それぞれ $0\sim 100^{\circ}\text{C}$ 付近を自由水の脱水， $100\sim 450^{\circ}\text{C}$ 付近をケイ酸カルシウム水和物の脱水， $450\sim 550^{\circ}\text{C}$ 付近を水酸化カルシウム ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) の脱水， $550\sim 725^{\circ}\text{C}$ 付近をアラゴナイト (CaCO_3) の脱炭酸， $725\sim 825^{\circ}\text{C}$ 付近をカルサイトの脱炭酸が生じたとしている．両者を比較すると，特性に差があるものの自由水の脱水，水酸化カルシウム ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) の脱水，炭酸カルシウム (CaCO_3) の脱炭酸など共通した特徴が見られる．


図5.1.4 セメントの示差熱分析例⁷⁾

図5.1.5 モルタルの示差熱分析例⁸⁾

次に、本章の実験に先立って実施した予備実験の結果を示す。図 5.1.6 はシラン系表面含浸材を含浸させたモルタル、図 5.1.7 は含浸させないモルタルの表面から採取した試料の示差熱分析結果を示す。図 5.1.4, 5.1.5 と同様に、自由水の脱水、水酸化カルシウム ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) の脱水、炭酸カルシウム (CaCO_3) の脱炭酸などの特徴が見られると共に、シラン系表面含浸材を塗布した供試体から採取した試料は、概ね 350°C を中心とした発熱ピークが現れるのに対し、塗布しないモルタルの表面から採取した試料ではこの発熱ピークは現れないと言う違いが生じている。

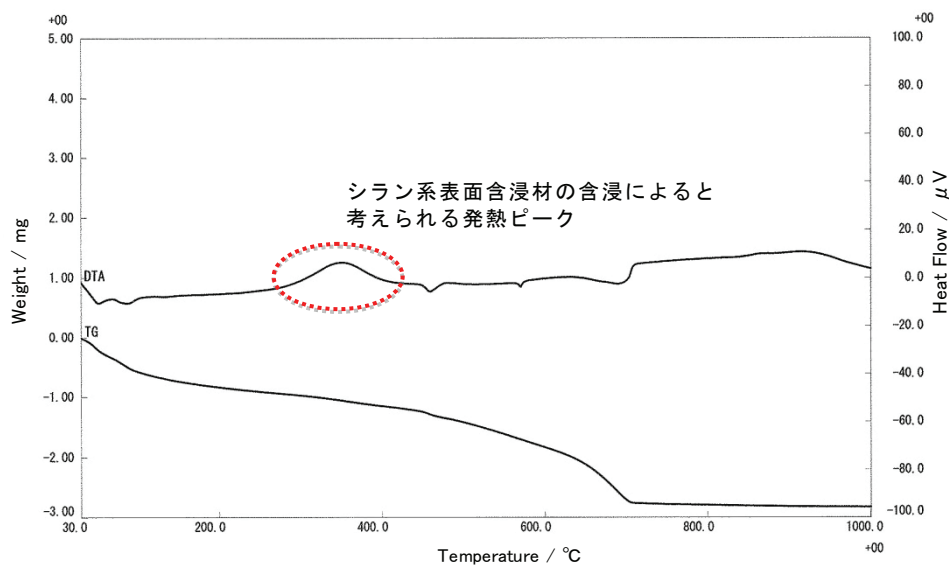


図5.1.6 シラン系表面含浸材を含浸させたモルタルの示差熱分析結果（予備試験）

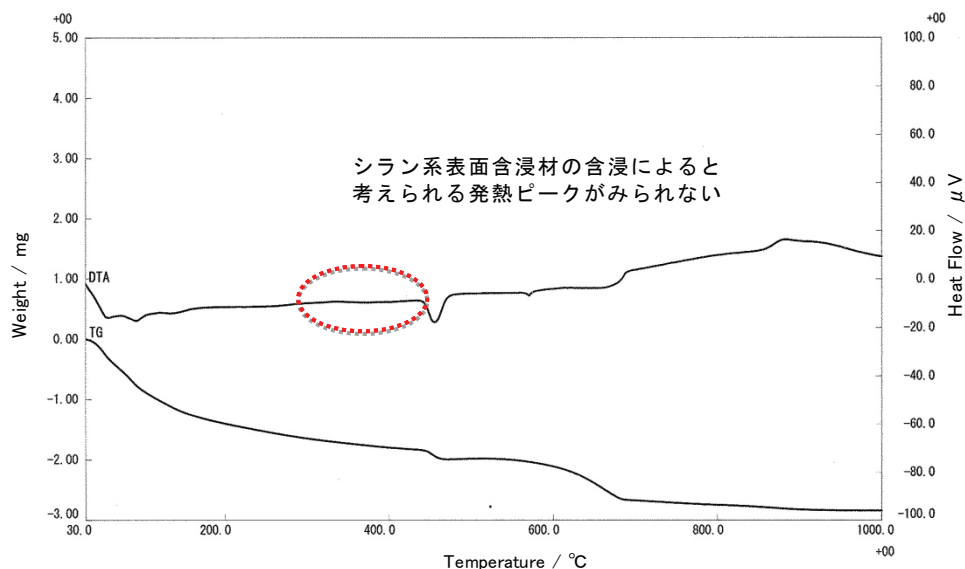


図5.1.7 モルタル単体の示差熱分析結果（予備試験）

次に、コンクリートを基材として実施した予備実験の結果を図 5.1.8、図 5.1.9 に示す。モルタルの場合と同様に、シラン系表面含浸材を含浸させた場合は概ね 350℃を中心とした発熱ピークが現れるのに対し、含浸させない場合は発熱ピークが現れない結果となった。

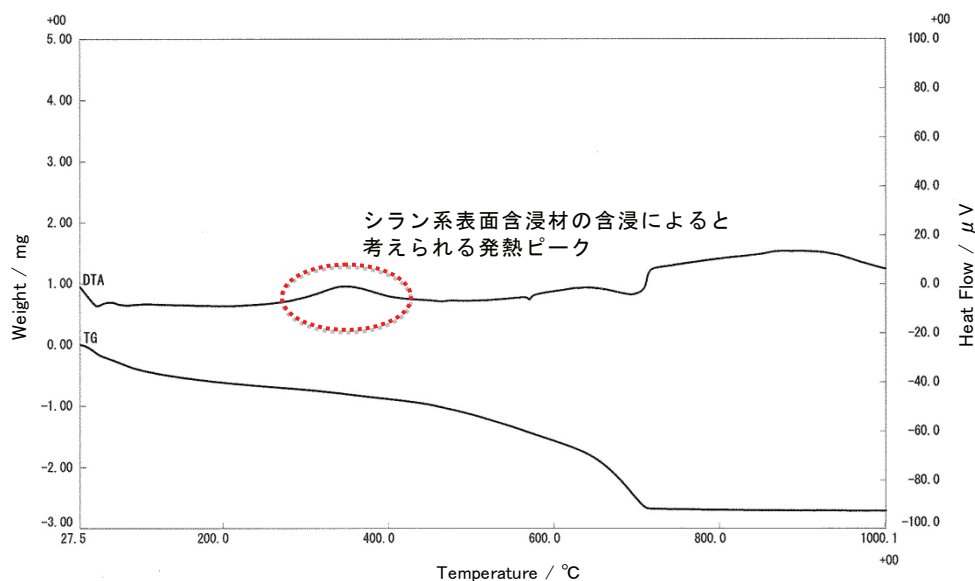


図5.1.8 シラン系表面含浸材を含浸させたコンクリートの示差熱分析結果（予備試験）

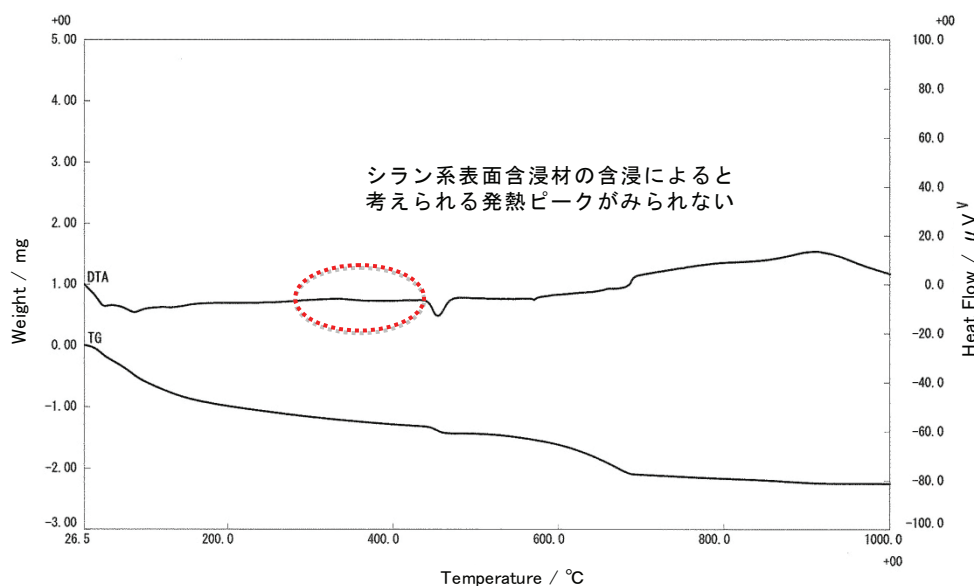


図5.1.9 コンクリート単体の示差熱分析結果（予備試験）

以上の予備試験の結果から、350℃付近を中心とした発熱に着目することによってシラン系表面含浸材の含浸の有無を確認できると判断できる。DTA曲線とベースラインで囲まれる発熱ピーク面積は発熱量を示すが、シラン系表面含浸材の含浸量に比例することが予想される。この傾向が示差熱分析によってどの程度定量的に評価できるかを、次の実験で検討する。

5.1.2 実験方法

本実験はシラン系表面含浸材の含浸量の定量的評価を目的としているが、表面からの含浸によって任意の含浸量を有する試料を作成することは困難なため、硬化したセメントペーストを粉末にし、これとシラン系表面含浸材を所定の割合で混合することにより試料を作成した。以下に、実験手順を示す。

(1) セメントペースト供試体の作成

次の手順で、セメントペースト供試体を作成した。

- ① $\phi 100 \times 200\text{mm}$ の容器に、水セメント比 50%のセメントペーストを打設する。
- ② 24 時間後に脱型し、6 日間 20°C で水中養生する。
- ③ 21 日間、 20°C 、60%RHで気中養生する。

(2) 試料の作成

セメントペースト供試体を 20mm程度の厚さに切断後、ハンマーでたたいて粉末化した。次に、セメントペースト粉末とシラン系表面含浸材を 1:0.2, 1:0.5, 1:1, 1:2 の 4 種類の質量比率で混合し、乾燥させた。シラン系表面含浸材は、第 4 章の実験でG仕様として用いたものと同じものを用いた。その仕様を表 5.1.1 に再掲する。

表5.1.1 シラン系表面含浸材の仕様

成分	アルキル アルコキシ シラン
溶媒の種類	イソプロピルアルコール、メチルアルコールの混合
シランの濃度	40%

混合比 1:0.2 および 1:0.5 の試料は自然乾燥が可能であったが、混合比 1:1 および 1:2 の試料は強制乾燥が必要であったため、 60°C の乾燥機で 3 日間乾燥させた。混合比 1:1 の試料はダマ状ではあるものの乾燥させることができたが、混合比 1:2 の試料は図 5.1.10 に示すように液体が残った。このため、混合比 1:2 は分析対象とはせず、代わりに混合比 1:0.1 の試料を作成した。次に、乳鉢で粒状の粒子が無くなるまですりつぶし、示差熱分析用の試料とした。示差熱分析は表 5.1.2 に示す仕様の分析装置を用いて、混合比毎に 3 試料を分析した。試料は 30mgを電子天秤で計り取り、昇温速度は $10^{\circ}\text{C}/\text{分}$ で示差熱分析を実施した。

表5.1.2 使用した示差熱分析装置の仕様

基準物質	$\alpha\text{-Al}_2\text{O}_3$
制御用熱電対	R (JIS C 1602)
測温用熱電対	R (JIS C 1602)
TG測定レンジ	$\pm 0.1 \sim \pm 250\text{mg}/\text{Full Scale}$
DTA測定レンジ	$\pm 1.5 \sim \pm 1000 \mu\text{V}/\text{Full Scale}$
測定温度範囲	室温 $\sim 1500^{\circ}\text{C}$ (常用 1350°C)

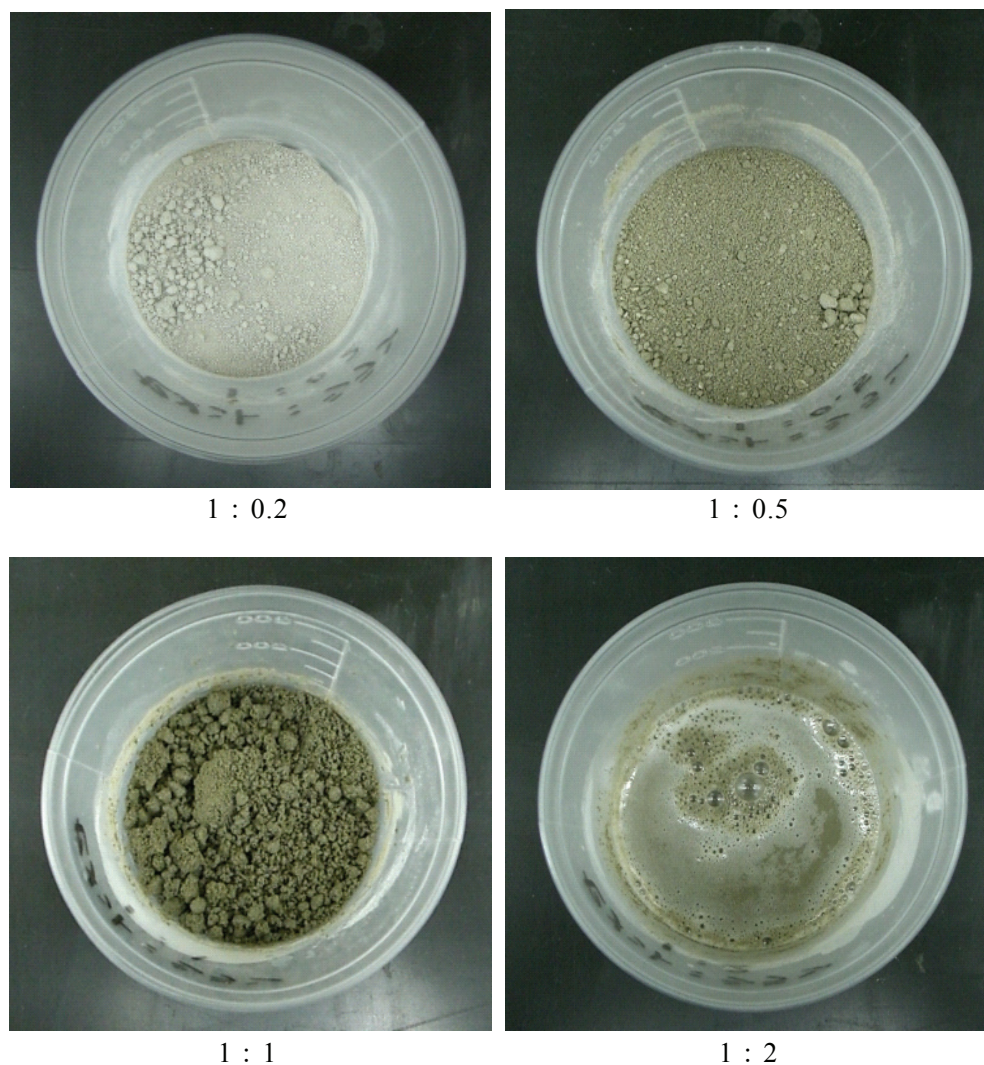


図 5.1.10 乾燥後の試料の状態

5.1.3 実験結果と考察

各混合比の試料について 3 試料ずつ実施した示差熱分析の結果を，図 5.1.11～5.1.14 に示す．混合比 1:0.2 では図 5.1.12 の上段に示す試料の発熱ピークが他の試料に比べて小さい結果となった．また，混合比 1 : 0.5 では図 5.1.13 の上段に示す試料が高温側の発熱ピークにおいて急激な発熱を示した．その他の試料は混合比毎に安定した結果が得られたため，前述の 2 試料はばらつきの範囲と考え，結果の評価においては全データを対象とすることとした．

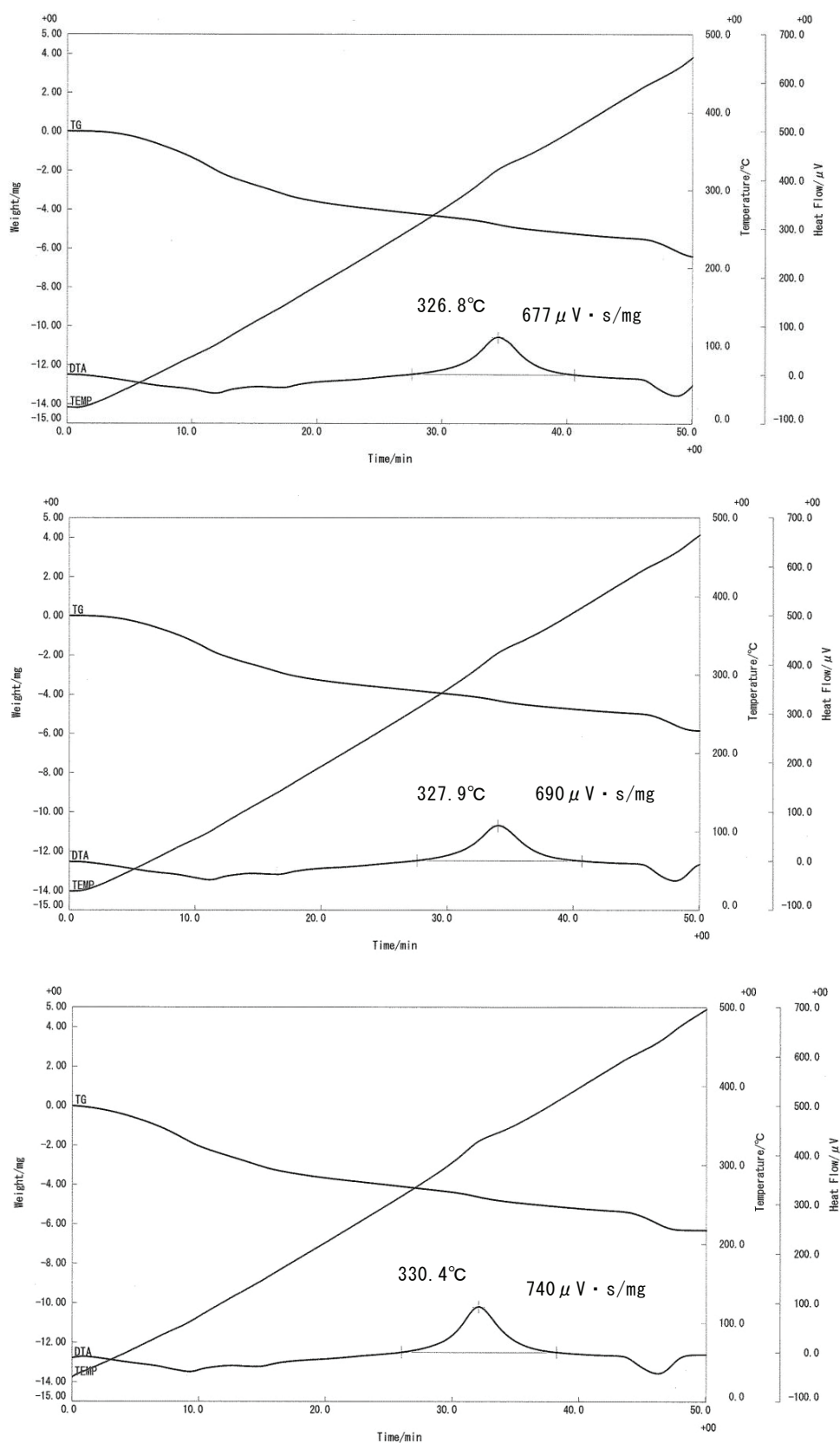


図 5.1.11 示差熱分析結果（混合比 1:0.1）

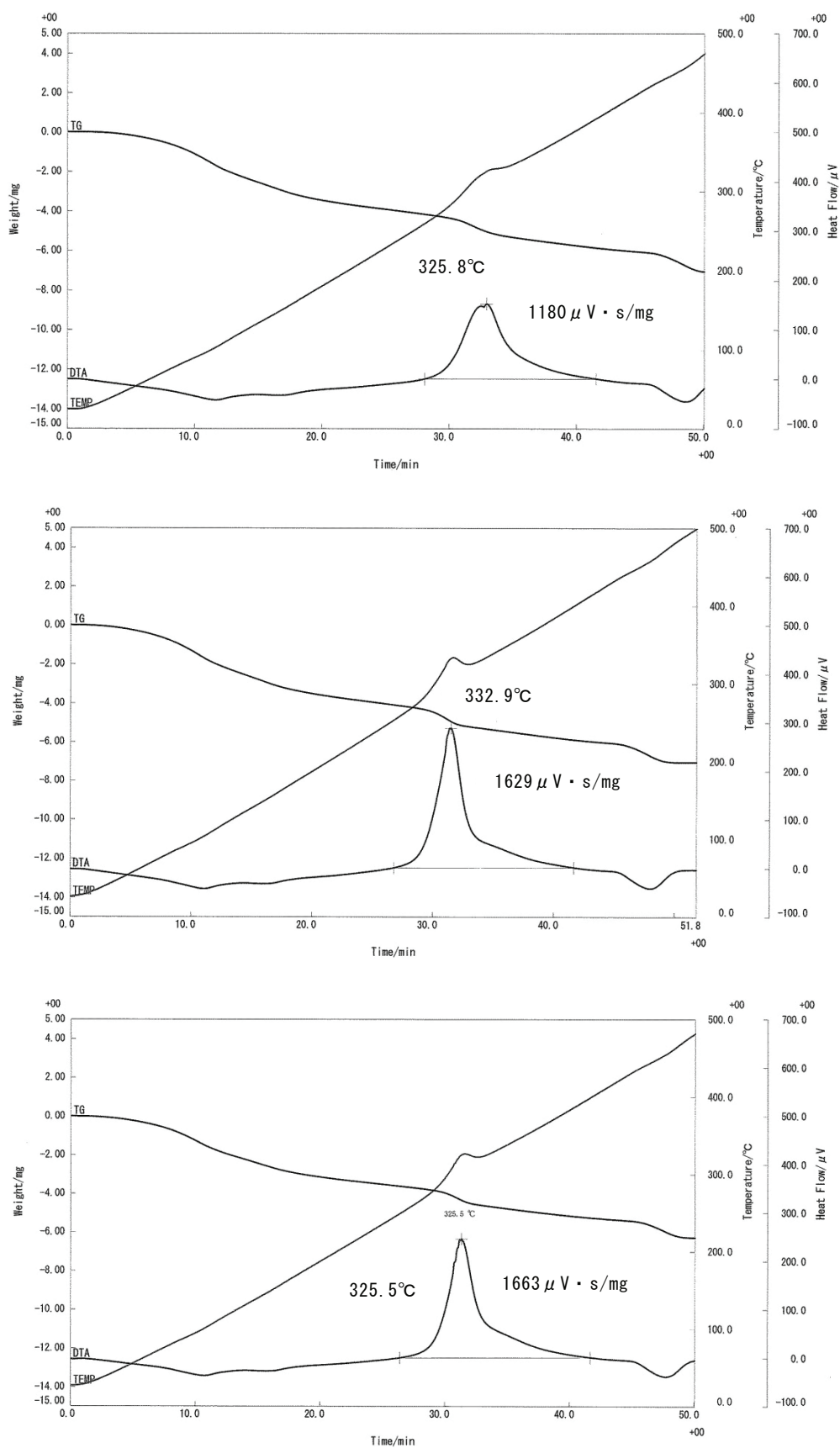


図 5.1.12 示差熱分析結果（混合比 1:0.2）

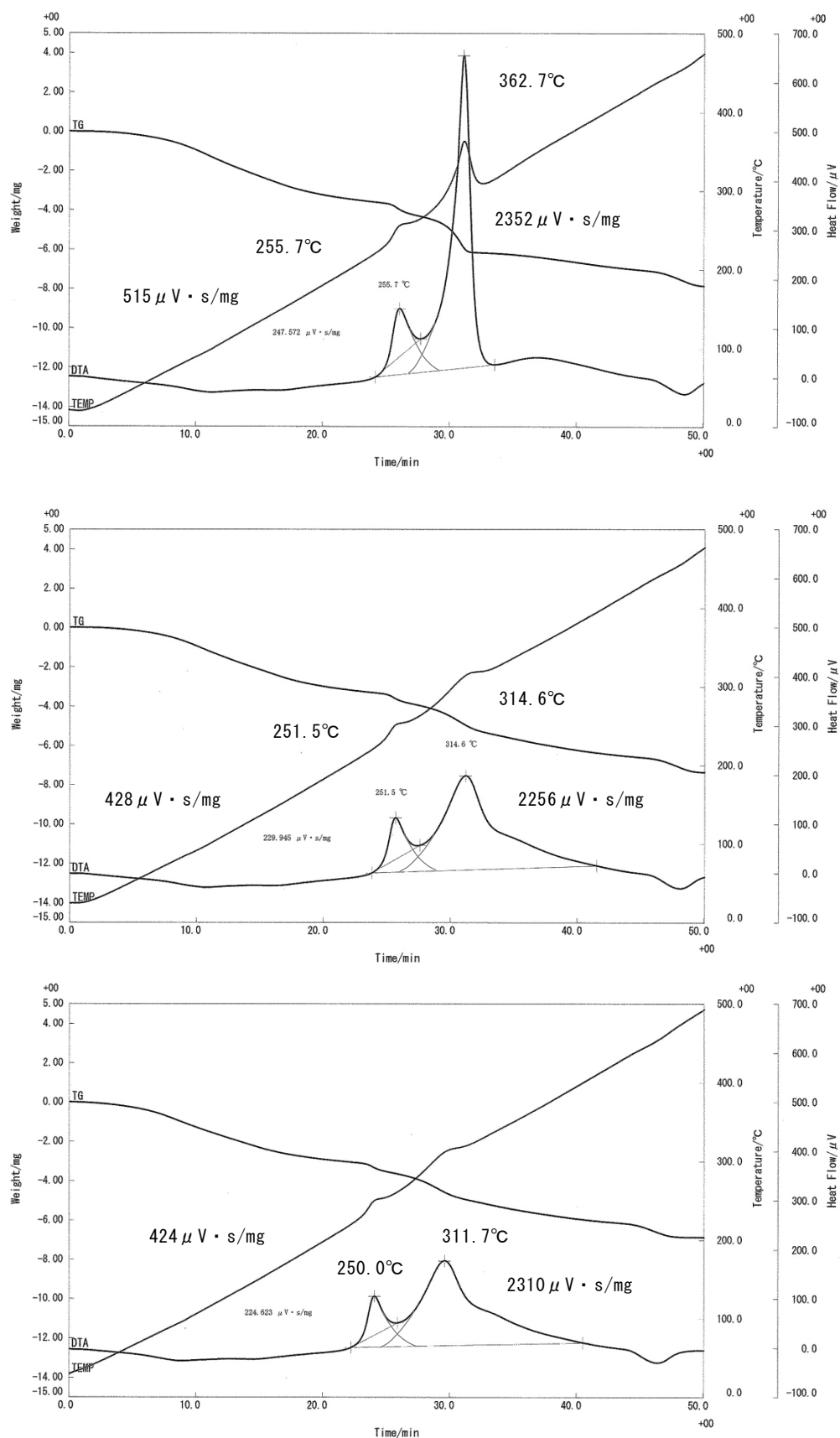


図 5.1.13 示差熱分析結果（混合比 1:0.5）

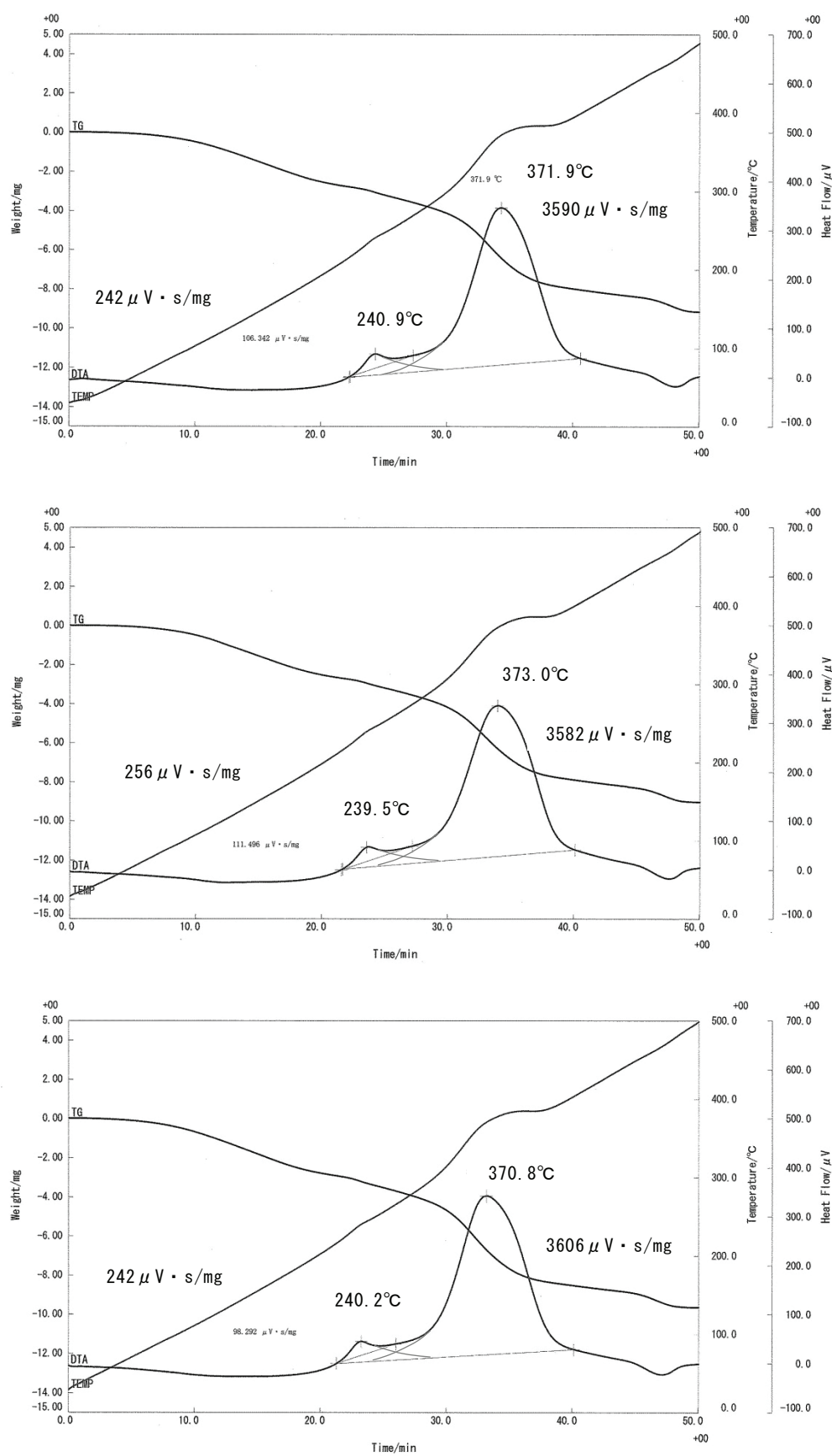


図 5.1.14 示差熱分析結果（混合比 1:1）

表 5.1.3 に、図 5.1.11～5.1.14 で得られた各混合比の発熱ピーク温度の一覧を示す。混合比 1:0.1 および 1:0.2 の試料は、330℃付近に発熱ピークが 1 つだけ生じた。一方、混合比 1:0.5 および 1:1 の試料は 250℃付近と 330℃付近の 2 つで発熱ピークが生じた。シラン系表面含浸材を多く含有している試料において発熱ピークが 2 つ生じた理由としては、これらの試料にはセメントと結合できなかった未反応のシランが存在し、セメントペーストと結合していたシランの発熱ピーク（330℃付近）と未反応シランの発熱ピーク（250℃付近）が現れた可能性が考えられる。

表 5.1.3 発熱ピーク温度一覧

混合比	1:0.1		1:0.2		1:0.5		1:1	
高温側 発熱ピーク温度(℃)	326.8	[328.4]	325.8	[328.1]	362.7	[329.7]	371.9	[371.9]
	327.9		332.9		314.6		373.0	
	330.4		325.5		311.7		370.8	
低温側 発熱ピーク温度(℃)	—	—	—	—	255.7	[252.4]	240.9	[240.2]
	—		—		251.5		239.5	
	—		—		250.0		240.2	

そこで、シラン系表面含浸材単体の示差熱分析を実施した。含浸材 9.5g を乾燥機で乾燥してアルコール類を揮散させ、乾燥後の重量を 3.8g まで濃縮したものを示差熱分析したところ、図 5.1.15 に示すように 240℃付近に発熱ピークが生じた。これは、混合比 1:0.5 および 1:1 の試料で生じた低温側の発熱ピーク温度とほぼ一致する。

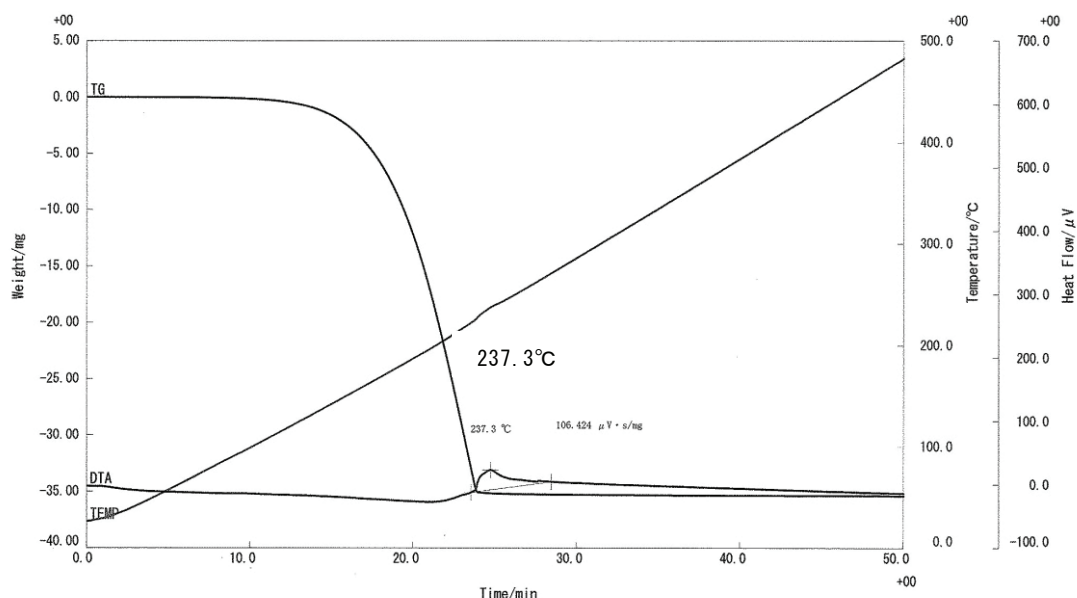


図 5.1.15 シラン系表面含浸材単体の示差熱分析結果

次に、含有率と発熱ピーク面積の関係を図 5.1.16 に示す。低温側の発熱ピークが発生したことを以てセメントペーストと反応できなかった余剰のシランが発生したと考えた場合、混合比 1:0.5 以上での高温側発熱ピーク面積は上限を示すべきと考えられるが、実験結果からは高温側発熱ピーク面積に上限は確認できない。また、低温側の発熱ピーク面積も含有率とは正の相関にならずに負の相関となっている。したがって、今回の実験の範囲内では、全体としてはセメントペーストと反応できずに余剰シランが生じたのではなく、他の要因によって未反応シラン発生したと考えられる。しかし、低温側の発熱ピーク面積は高温側に比べて小さく、また、高温側の発熱ピーク面積と含有率は比例関係にあり、高い相関関係が認められる。

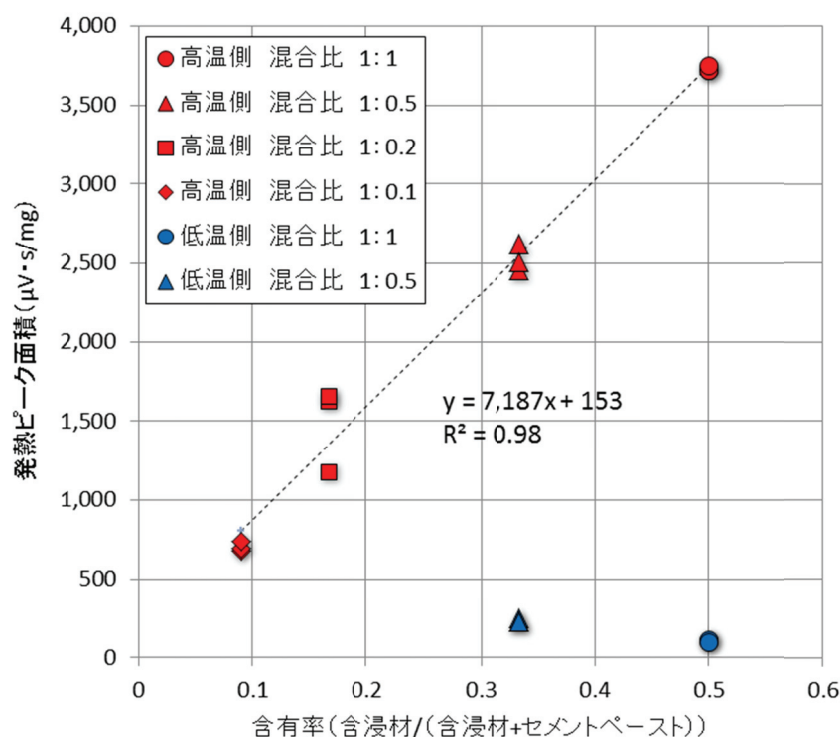


図 5.1.16 含有率と発熱ピーク面積との関係

次に、高温側の発熱ピークの発生原因について考察する。シラン系表面含浸材を含浸させない場合は発熱ピークが現れないこと、含有率に比例した発熱ピーク面積となっていること、発熱ピーク面積が 330℃付近と含浸材に用いられた溶媒の沸点よりもかなり高いこと等を考慮すると、シラン系表面含浸材の施工によって形成された疎水基を形成する有機物の燃焼に伴って生じた発熱である可能性が高い。疎水基を形成するアルキル基の種類によって発熱ピークの温度や面積に差が生じる可能性もあるが、一般的にはデシル基が多く使用されている¹⁾ことから、この発熱ピーク温度および発熱ピーク面積はシラン系表面含浸材の種類によらず一定の普遍性を有する可能性も考えられる。

5.2 含浸性状評価と膨張抑制効果の検討

5.2.1 実験方法

本実験は、前節で検討した発熱ピーク面積で表されるシラン含浸の含浸量と、膨張抑制効果との関係を把握することを目的とした実験である。図 5.2.1 に実験手順を示す。



図 5.2.1 実験手順

本実験に用いた供試体は 4.1.1 で述べた供試体の内、G仕様（シラン+PCM）を施工した後に屋外暴露を約 5 年間継続し、塗膜除去後に再度約 9 年間屋外暴露を行った供試体である。表 5.2.1 に、供試体コンクリートの配合を再掲する。反応性骨材は粗骨材に古銅輝石安山岩を用いるとともに、膨張率が 0.2~0.3%となるよう塩化ナトリウムを添加して総アルカリ量を 9kg/m^3 とした配合である。表 5.2.2 に使用したシラン系表面含浸材とポリマーセメントモルタルを用いた表面保護工法の仕様を再掲する。

表 5.2.1 供試体の配合

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	目標 空気量 (%)	目標 スランプ ^a (cm)	単位量 (kg/m^3)				混和剤 (cc)
				水	セメント	細骨材	粗骨材	
50	46	3	8	169	338	823	反応性 949 非反応性 1013	845

表 5.2.2 表面保護工法の仕様

工程	仕様材料	使用量(kg/m^2)
下塗	シラン系撥水材	0.12
下塗	シラン系撥水材	0.12
中塗	ポリマーセメントモルタル(アクリル)	0.70
中塗	ポリマーセメントモルタル(アクリル)	0.70
中塗	ポリマーセメントモルタル(アクリル)	0.70
上塗	アクリル樹脂系エマルション	0.10
上塗	アクリル樹脂系エマルション	0.10

研磨はコアの両面（上下面）で行い、1 次研磨では表 5.2.3 に示す値まで研磨した。2 次研磨ではコアを 1mm毎に研磨し、各段階で試料を採取した。試料採取は上下両面から各々1 サンプルずつ採取した。採取は、主に骨材以外の部分をピックで掻き取り、粗い砂粒子は除いた後に乳鉢で微粉末化した。試料は 30mgを電子天秤で計り取り、昇温速度は $10^\circ\text{C}/\text{分}$ で示差熱分析を実施した。

表 5.2.3 表面保護工法の仕様

	示差熱分析用試料の 採取深さ(mm)				研磨量(mm)			採取 試料数 (上下計)
	2.0	3.0	4.0	5.0	1次	2次	計	
コア①	●	●	●		—	4.0	4.0	6
コア②	●				2.0	—	2.0	2
コア③	●	●			0.5	3.5	3.0	4
コア④	●	●	●	●	1.0	4.0	5.0	8

1 次研磨後の屋外暴露に先立ち、膨張率測定のための標点を設置すると共に側面からの水分移動を防止するためにシール工を施した。

1 次研磨後の屋外暴露における膨張率の測定は、中央部の 50mm を対象としたコンタクトゲージを用いる方法を採用した。また、2 次削り込み後の屋外暴露における膨張率の測定は、前述の方法に加えてコア全長（100mm）を対象としたハイトゲージによる測定も併せて行った。コンタクトゲージによる膨張率測定は検長を 50mm とし、JCI-DD2「アルカリ骨材反応を生じたコンクリート構造物のコア試料による膨張率の測定方法（案）」に準じて測定した。測定頻度は試験開始から 13 週までは 1 回/週、以後は 1 回/4 週とした。

5.2.2 実験結果と考察

1 次研磨後に実施した屋外暴露での膨張率変化を、図 5.2.2 に示す。いずれの供試体も吸水膨張によると考えられる変化を示さず、2.0mm より深い部分に膨張抑制効果を有する含浸層が存在することを窺わせる結果となった。

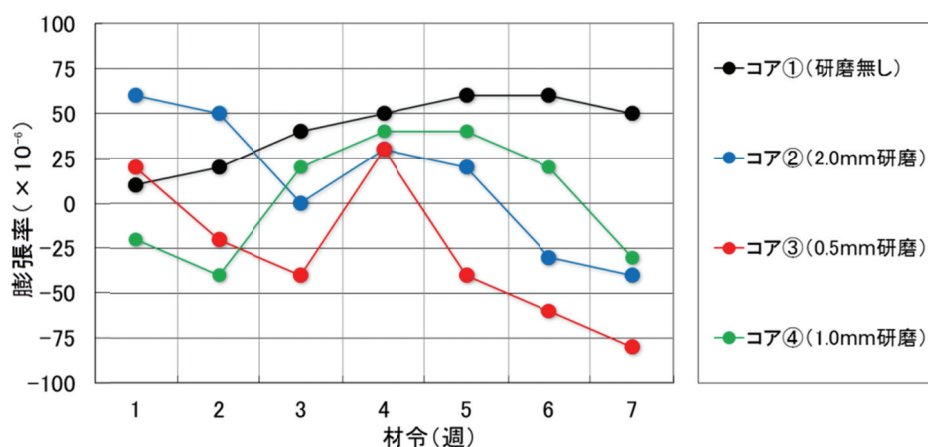


図 5.2.2 1 次研磨後の屋外暴露における膨張率の変化

2 次研磨後の屋外暴露における膨張率変化を、図 5.2.3 に示す。

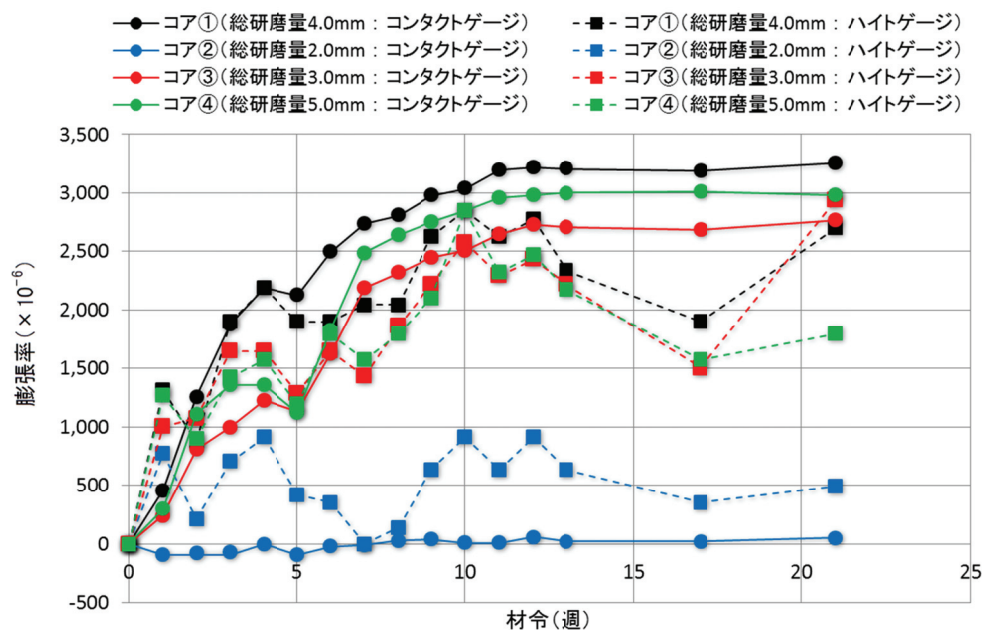


図 5.2.3 2 次研磨後の屋外暴露における膨張率の変化

研磨深さ 2.0mmのコア②において、中央部 50mmの膨張率を測定するコンタクトゲージ法で測定した場合はほとんど膨張しない結果となったが、コア全長の膨張率を測定するハイトゲージ法で測定した場合はやや膨張する結果となった。これより、コア②の内部はほとんど膨張せず、表層部のみが膨張したものと考えられる。したがって、シラン系表面含浸材の防水効果によりコア表層部で水分の浸透が抑えられ、コア内部には膨張を生じるほどの水分が浸透しなかったと推測できる。

研磨総深さ 3.0mm以上のコア①、③、④は、コンタクトゲージ法では膨張率が単調増加の傾向にあることから、晴天時の乾燥の影響をあまり受けずにコア内部が膨張したと考えられる。一方、ハイトゲージ法では、全体的には膨張傾向にあるものの、前回測定値と比較して収縮したことがある。この原因として、晴天時の乾燥の影響を受けコア表層部が収縮したことが考えられる。

次に、コアから採取した試料の示差熱分析から得られた発熱ピーク温度を、表 5.2.4 に示す。発熱ピーク温度は 340℃付近であり、基材の違いはあるが、前節でのモルタルを用いた場合の発熱ピーク温度とほとんど同じ値となった。

表 5.2.4 発熱ピーク温度

コア番号	採取面	示差熱分析用試料の採取深さ			
		2.0mm	3.0mm	4.0mm	5.0mm
コア①	上面	336.4	337.9	337.3	—
	下面	335.8	330.9	351.3	—
	平均	336.1	334.4	344.3	—
コア②	上面	337.5	—	—	—
	下面	337.6	—	—	—
	平均	337.6	—	—	—
コア③	上面	336.2	341.9	—	—
	下面	360.9	349.8	—	—
	平均	348.6	345.9	—	—
コア④	上面	348.7	341.0	328.7	359.1
	下面	347.3	343.8	352.5	329.0
	平均	348.0	342.4	340.6	344.1

単位：℃

試料の採取深さと発熱ピーク面積との関係を、図 5.2.4 に示す。値はコア毎の上下面平均値で示している。採取深さが深くなるほど発熱ピーク面積が小さくなる、すなわち、供試体表面から深くなるほどシランの含浸量が減少する傾向が確認できた。また、採取した深さが 5.0mmであっても少量のシランが含浸していることが確認できた。コアから採取した試料は最も浅いものでも 2mmであるため、図 5.2.1 の⑧で示すコア採取後の 100×100×400mm供試体から採取した試料の示差熱分析結果を図 5.2.4 の【参考①】に示す。2.0～5.0mmの範囲ではコア①～④から採取した試料と概ね同じ値を示した。1.0mmでは 450 $\mu\text{V} \cdot \text{s}/\text{mg}$ と大きな値を示したが、0.0mm、すなわち表面部で採取した試料はこれより若干低い値を示した。また、図中の【参考②】は、同じく第4章の実験で使用した表 4.1.2 に

示す J 供試体から採取した試料の示差熱分析結果である。J 供試体は G 供試体と類似した仕様の表面保護工法が適用されているが、塗膜除去後の膨張抑制効果は G 供試体ほど大きくなかった (図 4.1.4 参照)。シラン系表面含浸材の成分が違う可能性も考えられるが、含浸量が少なかったことを窺わせる結果と言える。

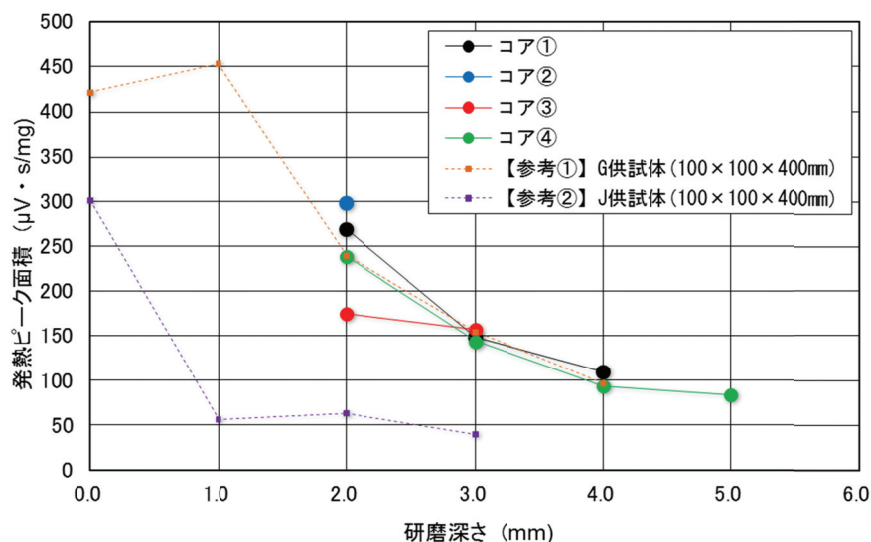


図 5.2.4 試料の採取深さと発熱ピーク面積との関係

次に、膨張抑制に必要なシラン系表面含浸材の定量的な評価を試みる。測定範囲の違いによって、膨張率の変化に違いは認められるが、コア①、③、④は膨張し、コア②はほとんど膨張しない結果が得られた。これより、本実験での屋外暴露環境下では、深さ 2.0～3.0mm より深い部分の含浸層のみでは膨張抑制効果が期待できないと考えられる。図 5.2.4 との関連から、本実験では表面で採取した試料の発熱ピーク面積が $300 \mu\text{V}\cdot\text{s}/\text{mg}$ 程度以上で膨張抑制効果があり、同じく発熱ピーク面積が $160 \mu\text{V}\cdot\text{s}/\text{mg}$ 以下で膨張抑制効果が期待できないという結果が得られたと換言できる。なお、含浸による防水性は表面部のみではなく一定の深さを持った含浸層として発揮され则认为すべきであろう。

今後は、種々のコンクリート、シラン系表面含浸材の組み合わせで作成した試料について示差熱分析を行い、知見を蓄積する必要がある。また、発熱のメカニズムについてもさらに検討が必要であり、セメントと反応できなかった未反応シランによると考えられる低温側の発熱ピークが生じた原因についても検討を深める必要がある。しかし、低温側の発熱ピーク面積は高温側のそれと比べて相対的に小さく、また、実際の構造物では未反応シランが生じる領域は構造物表面のごく一部に限られると考えられることから、現状でも実用上の問題は無いと考えられる。

実構造物への適用を考えた場合は、試料の採取方法も今後の課題として挙げられる。簡便な採取方法としてはドリル粉が考えられるが、粗骨材の影響を排除できないため精度上の問題が生じると考えられる。したがって、構造物への影響が少ない小径コアを採取し、本実験と同様にモルタル部分から試料を採取する方法が現実的な方法として有力視される。

5.3 まとめ

第5章で実施した実験の範囲内で得られた結果を、以下にまとめる。

- (1) シラン系表面含浸材は供試体表面の塗膜層を除去しても、含浸したコンクリート表層部での防水性、水蒸気透過性により、実用上十分な膨張抑制効果を維持した。
- (2) 含浸量は表面から深くなるにつれて減少し、2.0～3.0mmより深い部分の含浸層のみでは膨張を抑制することができない。
- (3) コンクリートのモルタル部分から採取した試料について示差熱分析を行い、320～370℃付近の発熱ピークの有無を確認することにより、シラン系表面含浸材の含浸の有無を確認することができる。
- (4) 実用域においてはシラン系表面含浸材の含浸量と発熱ピーク面積との間に明確な相関関係が認められることから、任意の深さで採取した試料について示差熱分析を行い、320～370℃付近の発熱ピーク面積を計測することにより、シラン系表面含浸材の含浸量を定量的に評価することができる。
- (5) 供試体、シラン系表面含浸材等本検討に用いた材料および本実験条件の範囲内では、膨張抑制に必要な発熱ピーク面積は $160 \sim 300 \mu \text{V} \cdot \text{s/mg}$ 程度である。

第5章の参考文献

- 1) 久保善司：アルカリ骨材反応により劣化損傷したコンクリート構造物の補修および補強に関する研究，京都大学大学院学位論文，pp.1-57，2000
- 2) 山崎大輔，奥田俊男，江口和雄，国枝稔，小柳治：施工後20年を経過した反応性シラン系表面含浸材の撥水性効果，コンクリート構造物の補修補強アップグレード論文報告集，第5巻，pp.185-188，2005.10
- 3) 岩瀬裕之，長屋敬大：シラン系表面含浸材により形成された撥水層厚さ推定方法の高精度化，コンクリート構造物の補修補強アップグレード論文報告集，第13巻，pp.87-92，2013.11
- 4) 加藤大基，内田慎哉，鎌田敏郎，服部晋一：電気的性質に基づくシラン系含浸材を塗布したモルタルの非破壊評価手法に関する基礎研究，コンクリート構造物の補修補強アップグレード論文報告集，第13巻，pp.99-106，2013.11
- 5) 田中博一，福田英二，栗田守郎，宮川豊章：シラン系表面含浸材の現場評価試験方法に関する研究，コンクリート構造物の補修補強アップグレード論文報告集，第11巻，pp.389-394，2011.10
- 6) 畠山立子：日本工業規格熱分析通則の改定，熱測定，vol.33，No.3，pp.127-133，2006
- 7) セメント中の無機物の定量，TG-DTA測定データ集，株式会社リガク熱分析事業部，http://www.rigaku.co.jp/app/doc/tg_dta_data.pdf
- 8) 吉岡智博，田村雅紀：各種セメントを用いたモルタルの炭酸化処理による二酸化炭素固定量の把握と改質粒子作製の基礎的検討，2009年度日本建築学会関東支部研究報告集，pp.61-64

第6章 アルカリシリカ反応を生じた道路橋橋脚における維持管理のシナリオデザイン

前章までの検討を踏まえ、アルカリシリカ反応を生じた道路橋橋脚の合理的な維持管理を実現するためのシナリオデザイン等を以下に述べる。

6.1 鉄筋破断をさせない維持管理シナリオ

2001年コンクリート標準示方書[維持管理編]を契機とした鉄筋破断の報告によって再び社会の衆目を集めたアルカリシリカ反応による劣化問題は、2005年のアルカリ骨材反応対策小委員会での安全性検討等を経て沈静化したように見受けられる。少数の鉄筋破断であれば構造物全体の安全性には大きな影響を与えないことが、実験や解析などによって確認されている。さらに、せん断補強鉄筋の破断によりトラス機構による抵抗が難しくなった場合でも、タイドアーチ的な耐荷機構に移行する場合があることも確認されている。タイドアーチとして抵抗するには主鉄筋やPC鋼材定着部の健全性が特に重要であるが、一部の橋脚梁端部では主鉄筋の曲げ下げ部において大多数の鉄筋で破断が生じており、これに期待することは合理的ではない。したがって、維持管理における余裕を与えられたことは大きな意味を持つが、耐荷機構の移行を前提とした維持管理を行うべきではない。密集市街地を縫う都市高速道路にあっては、仮にアーチ機構への移行で構造物の崩壊を免れたとしても、それは維持管理の敗北である。

都市高速道路における維持管理においては、鉄筋破断を生じさせない維持管理を当面の目標とすべきである。少数の鉄筋が破断しても構造物全体としては大きな影響を受けないと言う説明は市民の理解を得ることができると考えられるが、定量的な説明のためにはより高度な点検技術と工学的判断が必要となる。これに関しては、上田ら¹⁾のアルカリシリカ反応を生じた構造物に関する数値解析などが期待されるが、実際の維持管理に適用するには点検を含めたさらなる技術の蓄積が必要と考えられる。このような状況下では、半定量的な維持管理の目標として、鉄筋破断をさせないと言う指標は単純で説得力を持つ。コンクリート標準示方書[維持管理編]においてもアルカリシリカ反応に関しては半定量的な予測を容認しており、これに従えば、鉄筋破断が生じた場合を含む劣化期の1段階前の加速期にとどめることが目標となる。少なくとも内部よりも破断の生じ易いと考えられる構造物表面付近の鉄筋に関しては、ひび割れの発生状況や非破壊検査手法、表面ひずみのモニタリングなどの手法を用いて健全性を定期的に確認する必要がある。これが担保できないときは、補強や更新などの対策を選択せざるを得ない。「鉄筋破断が生じて、それがわずかであれば問題ない」という判断は、短期的な適用にとどめるべきである。

6.2 急激な膨張への対応シナリオ

第4章、第5章での実験結果から、急激な膨張へ対応するシナリオの必要性が浮かび上がる。橋脚の内部ではアルカリシリカゲルが生成されているが、水分の供給が無いために「眠っている」状態の橋脚は、環境が変わると急速な膨張を示す可能性が確認された。本研究の実験に用いた供試体は過大な膨張を生じる配合を採用していること、実構造物は鉄

筋の拘束があることから実験結果ほどの急激な膨張は生じないと考えられるが、第3章でみたような鉄筋損傷や過大なひび割れが短期間で発生する可能性は否定できない。

一般的には供用後30年を経過した橋脚に環境の変化が生じるとは考えにくいですが、上部工伸縮継手からの漏水はこれを覆す可能性がある。伸縮継手には桁の遊間や伸縮量によって鋼製やゴム製の製品が用いられている。種類によって耐久性に差があるが、遊間からの漏水は高架道路橋の歴史の中で完全に解決されていない課題の一つであり、定期的な補修や取り替えが行われている。第3章で述べたように劣化度Ⅳの橋脚と同じ工事で建設された橋脚の中には、見掛け上は健全なものが存在する場合がある。これらの橋脚の健全性が水分の遮断によって保たれているのであれば、今後ともこれを保持する重要性を強く認識する必要がある。水分供給によって膨張が始まり第2章で述べた劣化促進の循環メカニズムが回り始めると、水分を遮断しても膨張を抑制することが困難であることは第3章で述べた現実の構造物における表面保護工法の膨張抑制効果からも明かである。供用後30年を経過し、現時点での点検結果が問題ない水準であってもなお、継続的な配慮が必要である。

このような懸念に対応するには、第3章で述べたように工事単位での検討が有力な手ばかりを与える。同じ工事で他に大きな劣化度を示した橋脚があるかどうかを重要な点となる。残念ながら、阪神高速道路では同じ配合のコンクリートであるかどうかを記録から確認できないため、コアを採取するなどして配合を確認しておくことも一つの方法である。その際、促進膨張試験によってコアの膨張性状を確認すれば診断の信頼性も向上すると考えられる。

仮に、潜在的な膨張量が大きいと判断された場合には、重防水や水勾配など橋脚の上面に最大級の対策を施す必要がある。また、これらの対策を過信せず、水分量センサーを埋設し定期的に監視することも重要である。撤去・再構築を余儀なくされた場合の費用を考えれば、大きな投資ではない。上部工が鋼製の場合は橋脚上面に空間的余裕がある場合が多いが、PC桁の場合は橋脚上面に余裕が無い場合も多い。比較的スパンの短いPC桁のゴム製伸縮継手部から漏水している光景を散見する。このような場合には、橋脚梁部への亜硝酸リチウムの内部圧入も一つの方法として検討するべきである。水分供給は遮断できないが、橋脚梁部だけでも非膨張化すれば過大なひび割れを伝って内部へ水分が浸透することを防止できる可能性が高い。

6.3 構造物毎の維持管理シナリオ

アルカリシリカ反応による劣化が種々の条件によって大きく相違することが、アルカリシリカ反応を生じた構造物における維持管理の障害になっていることは繰り返し述べた。よって、個別にシナリオを描くしかない。阪神高速道路ではカルテを設けてアルカリシリカ反応による劣化を生じた橋脚の状態を管理しているが、その中で見逃されてきた点があるとすれば、配筋である。アルカリシリカ反応の膨張が拘束の影響を受けることは、第2章の既往の研究で振り返った。実際の構造物では、配筋の弱い部分に膨張が「逃げた」結果、鉄筋破断を起こしたり、過大なひび割れ、構造物表面にずれを生じていたことは第3

章で述べたとおりである。内部の状況を窺い知ろうとするとき、配筋や、その影響を受けるひび割れの発生状況なども考慮に入れた考察が重要であり、外観劣化度の定義図を構造物の種類に応じて細分化するなどの対応が考えられる。設計年次による違いはあるが、連続高架橋では、ほとんどの場合、同様の構造が連続する。橋脚も例外ではなく、第3章で検討した古い年代の構造物で劣化度の大きい橋脚に限れば、種類は多くない。

6.4 表面保護工法に求めるもの

表面保護工法は、コンクリートの表面に新たな機能を付加することができる重要な技術である。防水性（遮水性）や水蒸気透過性（透湿性）と言った表面保護工法の優れた機能をアルカリシリカ反応の膨張抑止に利用しようとする考えは当然である。しかし、表面保護工法の歴史は、構造物の供用期間に対して十分とは言えないコンクリートの歴史に比べてもさらに短く、優れた機能を十分に使いこなせているとは言い難い状況にある。一度、始まった構造物の膨張を途中で抑止したいとの期待には、ほとんどの場合、応えられなかったことは第3章でまとめた継続的な点検結果が示している。さらに、表面保護工法は劣化の重要な指標となるひび割れを隠すという大きな欠点を有し、これが劣化進行の見逃しに繋がったと言う側面も有する。

このような反省から、アルカリシリカ反応を生じた構造物に対する表面保護工法の適用に関して慎重な意見が呈せられていることは当然のことである。しかし、表面保護工法の利用を控えて観察維持管理に切り替え、撤去・再構築の時期を見極めると言う対応は、現状では過剰な反応のようにも思える。なぜなら、表面保護工法を適用しなかった場合との比較検証が行われていないからである。また、第4章で述べたように、構造物表面付近の水分量を減じることにより鉄筋腐食環境を改善できることは明かである。さらに、腐食反応に伴うわずかな水素発生量が鉄筋の脆化につながるの観点からは腐食環境の改善によって鉄筋破断が抑制される効果が期待できるため、活用に向けての研究が望まれる。また、膨張抑制効果が得られるかどうかは、表面保護工法の性能以外に構造物そのものの大きさや形状によるところも大きい。今後は、より多くの知見を得るために、橋脚内部の湿度や温度を把握するなど実構造物レベルでの検討や検証が必要である。

阪神高速道路では構造物表面に設置したコンタクトチップによって、表面ひずみを継続的に監視し、表面保護工法のデメリットを補ってきた。これまでは、測線全長での評価のみであったが、区間に分けて分析することにより鉄筋破断を捉えられる可能性があることは第3章で述べたとおりである。表面保護工法の施工に当たっては、このような構造物の表面ひずみ計測を必ず組み合わせるべきである。

さらに、表面保護工法はアルカリシリカ反応の膨張抑止に有効である、あるいは、有効でないとした画一的な理解は適切な適応の妨げとなることを指摘したい。道路橋の橋脚など鋼材による拘束が期待できる構造物であれば、マッシュであっても早めの施工で膨張を抑制できる場合が多いと考えられる。このことは、同一構造物であっても雨掛かりのある部位とそうでない部位とではアルカリシリカ反応の劣化に大きな違いが生じることが報

告されていることから判る。第4章において、屋根の下に置いた無処理の供試体との比較においてシラン系表面含浸材の効果を論じたが、長期にわたり性能を保持できれば早い段階での施工によってアルカリシリカ反応の劣化を防ぐことができる可能性が大きい。また、同じく第4章において、膨張が生じた段階でも早めの処置が有効であるという結果も導かれた。一方、2013年版のコンクリート標準示方書[維持管理編]では、劣化が大きくなりながら膨張が収束する場合もあるので、劣化が進行した時点でも補修による対応が可能な場合は、影響が軽微な段階で対策を施すべきでないとしている。最終的な膨張をどの程度と見込むかによって結論は異なるが、その最終的な膨張量を見積もることは困難な場合が多く、予防保全的な措置を選択する余地は残しておくべきと考える。その際に、補修後の構造物の状況を把握できるような措置が必要であることは、言うまでもない。阪神高速道路のコンクリート構造物表面保護要領のF種を施工しても、現在のコンタクトゲージを用いる方法に代わって構造物のひび割れや表面ひずみを精度良く簡便に把握できる技術の開発が望まれる。しかし、現状で最も確実かつ安価な方法は、ポリマーセメントモルタル等の塗材を用いないシラン系表面含浸材のみの仕様、すなわち、上記要領のA種（はっ水系）を用いることである。

また、表面保護工法としてシラン系表面含浸材を用いる場合には、十分な含浸が得られているかどうかを施工後に確認することが重要であり、そのための一方法として示差熱分析を用いた含浸性状の確認方法を第5章で検討した。この方法は非破壊検査ではないが、微量の試料で含浸性状が確認できるため構造物への影響も小さく、分析も容易に実施できることから実用性も高いと言える。

次に、本論文では直接検討していない項目であるが、各章での検討に関連した内容であり、合理的な維持管理に欠かせない事項である次の2点について述べる。

6.5 建設へのフィードバック

維持管理段階において認識された課題をどのように建設にフィードバックするかについて、議論がある²⁾。1984年に始まった一連の抑制対策で十分とするか、さらなる対策を必要とするかの選択である。アルカリシリカ反応は程度の問題であって、その危険性低減を目的として事前にどの程度の費用を掛けるかと言う問題に換言できるのであれば、要したコストと得られる便益との比較となる。しかし、構造物の置かれる状況や判断の基準によっても答えは大きく左右されることが予想され、一般的な答えを導くことはさらに難しい。

現時点でできることは、構造物の完成と同時にその構造物の潜在的膨張能力を評価し、これに応じて維持管理計画を修正することである。すなわち、コンクリート打設時に現場で供試体を作成し、これを某かの膨張促進環境に置くことにより潜在的膨張能力を評価し、必要に応じて維持管理計画に反映させるのである。その結果として、施工直後に表面保護工法を適用するとともに内部の水分量や表面ひずみをモニタリングするという選択肢もあり得る。A種（はっ水系）のようなシラン系表面含浸材であれば、ひび割れをマスキングすることなく維持管理上のデメリットも生じない。JIS A 5308を満足していてもアルカ

リシリカ反応が生じる場合がある一方で、レディーミクストコンクリート製造段階での問題解決にさらなる議論と時間を要する現状においては、現実的な方法として検討に値すると考える。この方法は、大きなコストも時間も要しない。

6.6 インハウスエンジニアの重要性

アルカリシリカ反応を生じた構造物の維持管理は発展途上であり、今後も様々な試みとその評価の積み重ねが必要である。実際の構造物で実施した対策とその評価の間には最低でも数年の時間が必要であり、情報を共有する複数の技術者が継続的にこれに携わることが重要である。IT分野を始め様々な技術開発によって、コストや煩わしさなど、記録に関する障害は低くなりつつある。しかし、現場で構造物に接し、ひび割れの発生状況、日射や水分供給などの条件、周囲の構造物の状況、構造物の履歴や特徴などを総合的に評価することが重要であり、同じ技術者が継続して構造物に関わる重要性はいささかも低下していない。アルカリシリカ反応を生じた構造物の維持管理に関する要領が阪神高速道路や国土交通省等において制定されているが、劣化現象が複雑であるため普遍性と具体性は相反することが避けられず、現場への適用に当たっては要領を読みこなし方針を決定することが求められる。これらを遂行できるのは、特別な場合を除いて、基本的にはインハウスエンジニアしかいない。彼等こそが、構造物を最適な状態で維持できるよう最善を尽くす責務と説明責任を負い、また、市民や所有者に代わって構造物を維持管理するための手法を創造・選択する権限を与えられ、かつ、継続的に維持管理に関わることができる存在であるからである。

一方、各組織で差はあるが、建設においても、維持管理においても、現地調査や設計、施工、点検、補修、補強などの一連の行為のかなりの部分は、外部の技術者に委託される。一人の、あるいは少数のインハウスエンジニアが全てを全うするには限界があり、合理的な維持管理の実現のためには、契約という行為を通して外部の技術者の協力を仰ぎながら目的を達成する必要がある。これを円滑に進めるには、技術者自身の継続的な努力だけでなく、これを支援する体制の充実も重要である。

第6章の参考文献

- 1) 上田尚史：ASRを生じたコンクリート構造物の劣化予測と構造性能評価に関する研究，名古屋大学大学院学位論文，2011.8
- 2) 例えば山田一夫：収らないアルカリ骨材反応何が足りないのか？[前編]，pp.40-49，セメント・コンクリート，No.785，2012.7

第7章 結論

7.1 本研究で得られた結論

本研究は、アルカリシリカ反応を生じた道路橋橋脚の合理的な維持管理のあり方を課題として掲げ、その解決を試みたものである。特に、1984年の抑制対策導入前に建設された著しい膨張を生じる可能性のある橋脚を含む構造物群を対象とし、鉄筋破断が生じることを前提とした維持管理はどうあるべきか、従来の維持管理の中心であった表面保護工法をどう評価するべきかとの課題を中心に、構造物の管理者の立場から解決を試みた。

第1章 序論 では、コンクリート構造物の歴史、日本の社会基盤を形成する構造物が抱える課題、アルカリシリカ反応の歴史等を概観するとともに、本研究の重要性を確認した。要点を次に列記する。

- (1) 構造物の高齢化と投資力の低下が進む中で、社会資本のより一層の合理的な維持管理が求められている。
- (2) 最初のアルカリシリカ反応がアメリカで確認された約10年後の1950年代初頭に、詳細な報告と国内での劣化事例が報告されたが、大きな問題になるとの共通認識は醸成されず、対策が実施されないまま高度経済成長期に多数のコンクリート構造物が建設された。
- (3) アルカリシリカ反応は場合によっては鉄筋破断をもたらす、すなわち、従来の維持管理の前提条件が覆る場合があり、維持管理シナリオの再構築が求められている。

第2章 アルカリシリカ反応に関する既往の研究と対策 では、まず、これまでの研究を概観した。アルカリシリカ反応は、土木材料学、構造力学などの土木分野以外にも、岩石学、化学など関連する分野が広く、これまでに様々な観点からの研究が行われている。本研究では、「発生メカニズム」や「発生した場合に構造物はどのような損傷や性能低下を生じるか」との観点から整理を行った。アルカリシリカ反応は骨材の種類やセメントの種類、アルカリ量等のコンクリートの配合条件、気温、湿度、水分供給などの環境条件が複雑に絡み合うため、その発生や劣化を予測することが困難であることを確認した。また、種々の供試体実験から、通常の劣化の範囲内であれば鉄筋破断が生じた場合であってもケミカルプレストレスの効果などにより、安全性の低下は顕著ではないとされていることを確認した。次に、「対策」と言う観点から、建設段階、維持管理段階に分けて、これまでの研究や対策そのものを振り返った。これを受けて、第2章のまとめとして維持管理における課題を以下の5項目に整理した。

- (1) 複雑かつ多様な劣化：本来は個々の構造物に応じた対策が望まれるが、実際には画一的な対策になりがちである。これが、過大、あるいは、過小な対策に繋がる。
- (2) 構造物内部における劣化進行：中性化などとは違い、構造物内部でも生じる劣化現象であるため、評価が困難である。全ての鉄筋を含めた内部の健全性を評価することは現時

点では不可能である。

- (3) 膨張を止めることの困難性：これまでの知見から、一度始まった構造物の膨張を効果的に抑制できる方法は特殊な方法に限られ、道路橋橋脚などを対象とした場合には従来の表面保護工法など一般的な対策では膨張を止められない場合が多い。
- (4) コンクリートと鉄筋の性能低下：多数の鉄筋が破断した場合、拘束によって保たれていたコンクリートの力学的性質が低下したりケミカルプレストレスが減少し、鉄筋とコンクリートの損傷が相まって安全性能の低下が急激に生じる可能性がある。
- (5) 困難な性能予測：膨張によるコンクリートの劣化予測が困難であり、かつ、曲げ半径や節形状、材質、環境などの影響を受ける鉄筋破断の予測はさらに困難である。

以上を踏まえ、本論文の目的とする合理的な維持管理のための提言をまとめるために取り組むべき具体的な課題を、次の3項目とした。

- (1) 阪神高速道路におけるマクロ分析や詳細調査の結果から劣化の実態を明らかにするとともに、各種点検項目の有効性について検討する（第3章）。
- (2) これまでの維持管理の中心であった表面保護工法について、その膨張抑止効果と適切な適用について検討する（第4章）。
- (3) シラン系表面含浸材の含浸性状と膨張抑制効果の関係や含浸性状の評価方法について検討する（第5章）。

第3章 アルカリシリカ反応による道路橋橋脚の劣化と対策の効果 では、阪神高速道路におけるこれまでの維持管理の概要を概観し、次に、鉄筋破断を前提とした合理的な維持管理の方法について検討した。具体的には、外観劣化に着目したグレーディングによって対象構造物を分類するとともに、分類ごとの鉄筋調査結果から鉄筋破断と外観劣化との関連について知見を深め、外観劣化と対策の関連づけを目指したものである。確認された鉄筋破断の有無等から、概ね妥当と評価した。

また、阪神高速道路におけるASR橋脚のマクロ分析を行い、次のような分析、考察を行った。

- (1) ASR 橋脚の発生率は、1990年代までに竣工したコンクリート橋脚のうち約2.4%であり、PC 構造と RC 構造の比較では、前者の方が発生率が高い。
- (2) ASR 橋脚の発生率は工事ごとに偏りがあり、工事の単位に着目した分析が有効である。
- (3) 急激な膨張を生じる橋脚が存在する可能性がある。

さらに、3基の橋脚の追跡点検結果から、主たる項目であるひび割れ性状、表面ひずみ、超音波伝播速度の評価を行い、ひび割れ性状、表面ひずみは構造物の膨張挙動や鉄筋破断

などを判断する上での重要な指標であるものの、超音波伝播速度はコンクリートの特性値の変化を評価するには適さず、内部の局所的なひび割れの判断に必要な点検項目であると評価した。また、配筋も含めた統合的分析の必要性について論じた。さらに、表面保護工法の膨張抑制効果に関して3基の橋脚について検討した結果、一度膨張が始まった構造物に対しては効果的であると言える事例は認められなかった。一方、膨張抑制に全く効果がないと言い切れるものでもなく、構造物内部の水分や温度の把握等も含めた慎重な検討が必要と結論づけた。

第4章 表面保護工法によるアルカリシリカ反応の膨張抑制効果 では、これまでの維持管理の中心であった表面保護工法の評価を試みた。供試体では優れた膨張抑制効果が得られるのに対し、これを実際の構造物に適用しても十分な膨張抑制効果が現れないという差異について検討した。まず、表面保護工法による膨張抑制効果に関する供試体実験と考察を行った。アルカリシリカ反応を生じた $100 \times 100 \times 400 \text{mm}$ の供試体に10種類の表面保護工法を適用し、長期間の屋外暴露を実施した。いずれも良好な膨張抑制効果を示したが、塗膜劣化を想定した厳しい条件でもシラン系表面含浸材とポリマーセメントモルタルからなる仕様の表面保護工法が良好な膨張抑制効果を示した。次に、表面保護工法の効果が表面からどの程度まで有効かを明らかにするために、実際の構造物を模擬した供試体で実験を行った。その結果、本実験の範囲内では表面から $200 \sim 250 \text{mm}$ の範囲でシラン系表面含浸材の水分低減効果や膨張抑制効果が認められることを明らかにした。また、その効果は「屋根効果」とでも言うべきもので、屋根を設けて雨が掛からないようにした場合と同等の効果であることを確認した。長期間の観察によって異なる結果となる可能性もあるが、約1年半に渡る本実験の範囲内では、道路橋橋脚などの中心部の水分を低減できないことが示唆され、実際の構造物における再劣化と符合する結果を得た。その一方で、建設直後に施工すれば屋根効果によりアルカリシリカ反応の劣化を抑制できる可能性があることを示した。また、劣化が顕在化した場合でも、早期に施工することによって大きな膨張抑制効果が得られることを明らかにするとともに、構造物表面付近の鉄筋の腐食環境を悪化させない効果があることを示した。また、亜硝酸リチウムの内部圧入には、十分な膨張抑制効果があることを確認した。

第5章 示差熱分析を用いたシラン系表面含浸材の含浸性状に関する評価 では、シラン系表面含浸材の定量分析を試みた。これは、シラン系表面含浸材の含浸性状が配合や施工時の水分率などの影響を受けるため、標準的な試験での評価だけでなく実際の構造物で含浸性状を確認することが重要となるからである。コンクリートのモルタル部分から採取した試料を対象に示差熱分析によるDTA曲線を求め、特定の温度で生じる発熱のピーク面積を計測することにより、含浸の有無だけでなく含浸量を評価できること示した。また、本実験で使用した材料に限られるが、膨張抑制に必要な含浸量を発熱ピーク面積で定量化した。さらに、本指標が製品によらずシラン系表面含浸材に共通する指標である可能性を示した。

第6章 アルカリシリカ反応を生じた道路橋橋脚における維持管理のシナリオデザインでは、第5章までの検討を踏まえ、アルカリシリカ反応を生じた道路橋橋脚の合理的な維持管理を実現するための視点を次の6項目にまとめた。

- (1) 鉄筋破断をさせない維持管理：都市高速道路の道路橋橋脚を対象とした場合は、鉄筋破断を生じさせない維持管理を基本とするべきである。これは、コンクリート標準示方書 [維持管理編] で定める加速期に相当する。
- (2) 急激な膨張への対応：今もって、急激な膨張を生じる橋脚が存在する可能性を示した。建設時の工区情報などから絞り込むことが可能であり、維持管理上の特段の注意を払う必要がある。
- (3) 構造物毎の維持管理：アルカリシリカ反応による劣化は多種多様であるため、個々の構造物に応じた丁寧な維持管理が重要である。配筋はひび割れ性状に影響を与えるため、これと組み合わせた点検結果の丹念な考察が必要である。外観劣化度の定義図を構造物の種類に応じて細分化するなどの方法が考えられる。
- (4) 表面保護工法に求めるもの：表面保護工法によって一度始まった膨張を止めることは、道路橋橋脚を対象とするならば、ほとんどの場合、困難である。これは、表面保護工法の性能の問題と言うよりは、むしろ大きさや形状に由来する構造物そのものの理由によるところが大きい。しかし、アルカリシリカ反応による劣化が多種多様であるが故に、表面保護工法の水分低減効果や膨張抑制効果も見掛け上、多種多様となる。実構造物で膨張を停止することはできないが、表面保護工法を施工しなかった場合との比較がなされておらず、効果の評価は今後の研究を待つ必要がある。効果がある、効果が無いと言った画一的な結論を急がず、慎重に評価することが必要である。また、シラン系表面含浸材の施工により水分や水分移動に伴う劣化因子の侵入を抑制し、以て、鉄筋腐食等の可能性を低減させ効果も有することから、これらも含めた総合的な判断が必要である。なお、F種を用いる場合は表面ひずみの測定を組み合わせ、これが困難な場合はA種（はっ水系）の適用を検討するべきである。
- (5) 建設へのフィードバック：希にはあるが、新設の構造物にあってもアルカリシリカ反応を生じる場合があり、これに対する一つの方策を提案した。すなわち、コンクリート打設時に現場で供試体を作成し、これを某かの膨張促進環境に置くことにより潜在的膨張能力を評価し、必要に応じて維持管理計画に反映させるのである。具体的な対策としては、シラン系表面含浸材の施工が考えられる。この方法は、大きなコストも時間も要しない。
- (6) インハウスエンジニアの重要性：アルカリシリカ反応への対応は現時点では確立された手法が無く、今後も様々な試行を積み重ねる必要がある。そのためには、これを中長期的な課題と捉え、インハウスエンジニアが継続的に維持管理に携わる必要がある。

7.2 課題と展望

アルカリシリカ反応を生じたコンクリート構造物の維持管理には、多くの課題が残されている。今後も多岐にわたる検討が必要と考えられるが、解決の方向性の一つとして、「実構造物におけるモニタリングの高度化」が重要な視点であると考えられる。様々な要因が複雑に絡み合い、時間的・空間的に大きなばらつきをもつアルカリシリカ反応による損傷を、限られた実験環境で再現することには限界がある。実際の構造物のモニタリングは、その性能の確認においても重要であり、かつ、時間的・空間的に多くのデータを集めることで対策の効果も適切に評価できる。具体的には、これまで実施してきた構造物の表面ひずみに加えて、構造物内部の温度や湿度の状態、コンクリートや鉄筋の力学的な状態をモニタリングすることが重要である。本研究では実際の構造物を模擬した供試体での評価に止まったが、実際の構造物での詳細なモニタリングによって表面保護工法の効果を的確に評価できると考えられる。また、このようなモニタリングが容易にできるよう、センサー分野での一層の技術開発が望まれる。また、構造物の表面ひずみ測定においても、現在のコンタクトゲージを用いる方法に代わり、遠方からでも高精度な測定を可能とする測定技術の出現も望まれる。

アルカリシリカ反応を生じた構造物の膨張に対する対策は、表面保護工法、外部からの拘束、亜硝酸リチウムの圧入、更新の4つに大別される。ライフサイクルコストでの定量的評価や同一評価軸での比較が困難な問題であり、アルカリシリカ反応を生じた構造物の維持管理は、戦略の選択を求められていることに他ならない。技術者がどのような維持管理シナリオを描くか、大きな判断が求められていると言えよう。

謝 辞

本論文は、筆者が阪神高速道路公団（当時）において 2000 年からの 5 年間に取り組んだ実務における研究、および、2006 年から 3 年間在籍した京都大学大学院における研究を中心にとりまとめたものです。14 年の間、多くの方々のご指導、ご助言、励ましをいただき、ここに至ることができました。心より、感謝申し上げます。

京都大学大学院教授 宮川豊章博士には、研究の内容から研究の心構えまで幅広く、かつ長きにわたりご指導をいただきました。2009 年に研究室を離れてからは気持ちが遠のきがちの筆者に対して、時には暖かく、時には厳しく「深い」励ましをいただきました。長く先の見えない道のりを駆け抜けられたのも、宮川博士のご指導の賜物です。また、宮川博士を通じて多くのコンクリート技術者と交流できたことも、今日に至る糧となりました。ここに、深甚なる感謝と敬意を表します。

京都大学大学院教授 河野広隆博士、同准教授 山本貴士博士には、お忙しい中、時間を割いて、研究へのご指導、ご助言をいただきました。単眼的な筆者の研究の幅を広げる多くの示唆をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。同准教授 服部篤史博士、同助教 高谷哲博士にも宮川研究室在籍中をはじめとして、様々な局面でお世話になりました。ここに深く感謝の意を表します。

神戸大学大学院教授 森川英典博士、大阪工業大学教授 井上晋博士、九州工業大学教授 幸左賢二博士には、阪神高速の委員会において貴重なご指導、ご助言を賜りました。浅学の筆者に対しても、いつも真摯に対応していただきました。ここに深く感謝の意を表します。

阪神高速グループの石崎浩氏、南荘淳博士、川北司郎氏、上松英司氏、田坂広氏には、京都大学への留学にあたってのご高配、あるいは、14 年間の様々な局面でたくさんの心温まる励ましをいただきました。ご心配をおかけしたことをお詫びすると共に、深く感謝の意を表します。

また、久利良夫博士、新名勉氏、安藤高士氏、故奥尾正憲氏、坂本直太氏、荒川貴之氏、外山浩司氏には本研究に関連する業務を進めるに当たり、あるいは、データ整理などで大変お世話になりました。ここに厚く感謝の意を表します。さらに、筆者がアルカリシリカ反応との関わりを持つきっかけとなった部署である保全施設部保全技術課（当時）における前任者の川村勝氏、袴田文雄氏、山口良弘氏、そしてアルカリシリカ反応に取り組まれ、解決への道を切り開かれた多くの先輩技術者に厚く感謝の意を表します。

国際建設技術研究所の葛目和宏氏、金海鉦氏、藤原規雄氏、フジエンジニアリングの村山康雄氏、仲田慶正氏、住友大阪セメント、中研コンサルタントの後藤年芳博士、若杉三紀夫博士、鈴木宏信博士、喜多一弘氏、村橋大介氏には、点検、分析、資料収集などで大変

お世話になりました。細部にわたる質問責めでご迷惑をおかけしましたが、いつも誠実に対応していただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

プレストレスト・コンクリート建設業協会関西支部の方々にも、同じくアルカリシリカ反応への対策を模索する立場から、あるいは、プレストレストコンクリートの専門家のお立場から貴重な助言を多数いただきました。厚くお礼を申し上げます。

宮川研究室の三木由有秘書には、手続きなどで大変お世話になりました。不慣れな部分を助けていただきましたこと、厚くお礼を申し上げます。

研究室でゼミを共にした方々、研究室の学生さんにも貴重なご意見をいただきました。多くの助言や励まし、悩みながらも着々と研究を進められる姿に、勉強させられるところが多くありました。厚くお礼を申し上げます。

そして、MEWSの渡辺佳彦博士、江良和徳博士、佐々木一則博士には、日夜の熱い切磋琢磨、途切れることのない励ましを通して、最初から最後まで支えていただきました。厚く感謝の意を表します。

この間、お世話になりました全ての方々のお名前をここに記すことはできませんが、皆様に、心より感謝申し上げます。

最後に、共に暮らす母幸子、妻美和子、長男淳也、長女直子、二女楓子、そして筆者を工学の道に導いてくれた亡き父薫に感謝を表し、謝辞とさせていただきます。

2014 年 7 月

松 本 茂